

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO  
ESCOLA POLITÉCNICA

LARISSA LOURENÇO RAMOS ZIPOLI

**Avaliação dos módulos de elasticidade retroanalizados de camadas granulares não reforçadas e reforçadas com geocélula de um trecho experimental de grande escala**

São Paulo

2022

LARISSA LOURENÇO RAMOS ZIPOLI

**Avaliação dos módulos de elasticidade retroanalisados de camadas granulares não reforçadas e reforçadas com geocélula de um trecho experimental de grande escala**

**Versão Corrigida**

Dissertação de Mestrado apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Ciências.

Área de concentração: Engenharia Geotécnica.

Orientador: Prof. Dr. José Orlando Avesani Neto.

São Paulo

2022

Autorizo a reprodução e divulgação total ou parcial deste trabalho, por qualquer meio convencional ou eletrônico, para fins de estudo e pesquisa, desde que citada a fonte.

Este exemplar foi revisado e corrigido em relação à versão original, sob responsabilidade única da autora e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, 31 de junho de 2022.

Assinatura da autora: \_\_\_\_\_

Assinatura do orientador: \_\_\_\_\_

### Catlogação-na-publicação

Zipoli, Larissa Lourenço Ramos

Avaliação dos módulos de elasticidade retroanalizados de camadas granulares não reforçadas e reforçadas com geocélula de um trecho experimental de grande escala. / L. L. R. Zipoli – versão corr. – São Paulo, 2022.

135 p.

Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1.mecânica dos solos 2.infraestrutura de transportes 3.geossintéticos.  
I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II.t

Nome: ZIPOLI, Larissa Lourenço Ramos

Título: Avaliação dos módulos de elasticidade retroanalizados de camadas granulares não reforçadas e reforçadas com geocélula de um trecho experimental de grande escala

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Ciências.

Aprovado em 31 de maio de 2022.

#### Banca Examinadora

Prof. Dr. José Orlando Avesani Neto (Presidente)

Instituição: Escola Politécnica da USP

Julgamento: Aprovada

Prof. Dr. Ennio Marques Palmeira

Instituição: Universidade de Brasília

Julgamento: Aprovada

Prof. Dr. Jorge Gabriel Zornberg

Instituição: University of Texas at Austin

Julgamento: Aprovada

Em memória de meu avô,  
que viu o início deste trabalho,  
mas não o seu fim

## AGRADECIMENTOS

À Escola Politécnica, pelas infinitas oportunidades que me fizeram e me fazem engenheira em constante formação e aperfeiçoamento.

Aos meus professores, em especial àqueles que me apresentaram à Engenharia Geotécnica, por me encantarem a possibilidade de interpretar o universo singular da geotecnia.

Ao meu orientador, Prof. José Orlando Avesani Neto, por guiar, com sabedoria, a construção e o amadurecimento da minha postura crítica como pesquisadora e engenheira, ao qual serei sempre grata. Obrigada pela atenção dispensada, por esclarecer minhas tantas dúvidas e pela parceria em compreender minha dedicação partilhada entre o mestrado e o trabalho.

Às professoras e aos colegas do Laboratório de Tecnologia de Pavimentação (LTP), onde iniciei a trilha da iniciação científica e levo até hoje grandes amizades e fontes de inspiração. Agradeço à Profa. Liedi Légi B. Bernucci, à Profa. Kamilla Vasconcellos Savasani, à Talita de Freitas, ao Iuri de Bessa, ao José João Pires e a todos os outros amigos do laboratório que plantaram em mim a semente do fazer científico desde a graduação.

Ao Prof. Kurokawa, por incentivar e me ajudar a planejar o mestrado ainda no meu quinto ano da graduação.

Aos colegas do PPGEC e aos técnicos, Antônio e Val, do Laboratório de Mecânica dos Solos (LMS), pelas trocas enriquecedoras. À Wandrea, Bete e Rosângela e a todos das secretarias, por facilitarem a jornada.

À Andrade Gutierrez, aos colegas de trabalho, e ao meu gestor Marco Aurélio Peixoto pelo encorajamento e incentivo diário para que eu cursasse e finalizasse esse mestrado.

\*

Ao meu pai, por sempre esboçar comigo o lugar onde eu almejo chegar e me fazer acreditar que sou capaz dele, obrigada por fazer o impossível por mim. A minha mãe, por me ensinar a bondade e a humildade em sua forma mais

genuína por onde quer que eu caminhe. Ao meu irmão, pelo carinho incondicional, por ser exemplo de coragem e me dar o melhor abraço telepático que existe, a milhas de distância.

À Carmen Cardoso, por me fazer ouvir a si mesma, obrigada por conseguir alvorecer em mim a vontade de cumprir essa jornada.

Aos meus amigos da Poli e da vida: Cami, Ivan, Cat, Ti, Luísa, Nat, Vick, Lívia, PH, Rafa e a todos que aqui não caberiam. Aos meus amigos Glauco e Rodrigo, por serem os melhores amigos irmãos que a vida me deu. As minhas amizades mais duradouras, Bárbara e Carol por sempre estarem aqui.

À dinda Glaucia e às primas Nathalia e Fran, e à toda minha amada família, por compreenderem minhas ausências e estarem por mim para tudo.

Ao Seu Jadir, que me pedia tanto para estudar um pouquinho menos, por ter sido o melhor avô e contador de “ocasiões” que eu poderia ter.

## RESUMO

O uso de geocélulas tem um grande potencial a ser explorado em aplicações para reforço de infraestrutura de transporte, principalmente por permitir maior desempenho do pavimento aliado a um uso mais sustentável e otimizado dos recursos naturais, seja pela redução do consumo de materiais granulares ou pelo aumento da vida útil da estrutura do pavimento. No entanto, carecem metodologias de projeto universalmente aceitas para dimensionamento de pavimentos reforçados com geocélulas, principalmente no que diz respeito ao uso do método mecanicista-empírico, o que dificulta sua aceitação. Este trabalho apresenta um trecho experimental de grande escala submetido a ensaios de carga em placa e de viga Benkelman para avaliar em que condições o parâmetro quantitativo existente para geocélula – conhecido por fator de melhoria do módulo (MIF) - pode ser utilizado para aplicação do método mecanicista-empírico *a priori* da construção do pavimento. O estudo de caso aqui apresentado é inovador ao discutir o efeito do subleito de baixa rigidez e da espessura da camada no módulo do material granular não ligado, comparando as condições *in situ* reforçadas e não reforçadas. Os resultados mostram que há uma influência significativa da condição do subleito e da espessura da camada do material granular sobre seu módulo de elasticidade, que é reduzido quando a camada é menos espessa e apoiada diretamente sobre um subleito de baixa capacidade de suporte. No caso da camada reforçada com geocélula, essa influência não é verificada, uma vez que os valores de MIF obtidos em campo sugerem que sua determinação está mais relacionada ao módulo de elasticidade máximo do material granular do que seu valor reduzido devido à influência do subleito e da espessura da camada. Além disso, os resultados obtidos indicam que uma formulação analítica apresentada para o cálculo do MIF tem boa capacidade preditiva e que as soluções analíticas baseadas em sistema de camadas elásticas apresentam grande potencial para interpretar camadas reforçadas, sendo ambas ferramentas recomendadas para aplicação em projeto de pavimentos reforçados com geocélulas.

Palavras-chave: solo reforçado, geossintético, fator de melhoria do módulo (MIF), infraestrutura de transporte, pavimentos.



## ABSTRACT

The use of geocells has an extensive potential to be explored in applications for transport infrastructure reinforcement, especially because it allows higher pavement performance allied with a more sustainable and optimized use of natural resources, either by reducing granular material consumption or increasing the pavement structure lifespan. However, there is still a lack in terms of universally accepted design methodologies for geocell-reinforced pavements, mainly regarding the use of the mechanistic-empirical pavement design method (MEPDM), which difficulties its acceptance. This study presents an experimental track subjected to plate load tests and Benkelman beam tests to evaluate in what conditions the existing geocell quantitative parameters, such as the modulus improvement factor (MIF), can be used in order to be applied in MEPDM design approaches *a priori* the pavement construction. Furthermore, the case study herein presented is innovative on discussing the effect of poor subgrade condition and the influence of the layer's thickness on the modulus of unbound granular material, comparing reinforced and unreinforced in situ conditions. The results showed that there is a significant influence of the thickness of the granular material layer and subgrade condition on its elastic modulus, which is reduced when the layer is thinner and supported directly over a soft subgrade. In the case of geocell-reinforced layer, this influence is not verified, since MIF values obtained in field suggest that its determination is mostly related to the granular material maximum elastic modulus rather than the decreased condition due to the effect of subgrade and layer thickness. Also, the results obtained suggest that the analytical formulation presented for MIF calculation has good predictive capability and the layered elastic system solutions applied have great potential to interpretate reinforced layers, being both recommend tools to be applied for geocell-reinforced pavement design.

Keywords: soil reinforcement, geosynthetic, modulus improvement factor (MIF), transport infrastructure, pavement.

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Combinação dos esforços verificados na parede da geocélula. ....	27
Figura 2. Círculo de Mohr do solo não reforçado e reforçado. ....	28
Figura 3. (a) Efeito da dispersão vertical e (b) Efeito membrana. ....	29
Figura 4. Emprego de geocélula para vias não pavimentadas na região amazônica. ....	33
Figura 5. Ábaco para determinação do MIF (exemplo de apresentação sugerida pela diretriz holandesa). ....	49
Figura 6. Exemplo de ábaco desenvolvido para cálculo do MIF para materiais granulares com ângulo de atrito de $45^\circ$ . ....	50
Figura 7. Representação do sistema de dupla-camada e do sistema de espessura equivalente. ....	52
Figura 8. Perfil das seções reforçada e não reforçada do trecho experimental. ....	59
Figura 9. Instalação da geocélula no trecho experimental. ....	61
Figura 10. Distribuição granulométrica do solo do subleito e da brita graduada simples (BGS). ....	64
Figura 11. Locação esquemática dos pontos de coletas indeformadas para obtenção do CBR in situ. ....	65
Figura 12. Representação em planta e em perfil da campanha de ensaios no trecho experimental. ....	68
Figura 13. Profundidade de influência de diferentes tipos de ensaios empregados para caracterização elástica de camadas compactadas. ....	70
Figura 14. Condições de geometria e carregamento dos ensaios VB e PCP. .	71

Figura 15. (a) Representação esquemática do aparato do ensaio de prova de carga sobre placa. (b) Execução do ensaio em campo.....	73
Figura 16. (a) Perfil esquemático do aparato empregado no ensaio de Viga Benkelman; (b) Representação da obtenção da posição final e inicial. ....	75
Figura 17. Fluxo de etapas da retroanálise para determinação do módulo de cada camada no software MnLayer. ....	80
Figura 18. Curvas obtidas para os ensaios de prova de carga em placa executados na zona 1 da seção reforçada (séries A1, D1 e E1).....	89
Figura 19. Curvas obtidas para os ensaios de prova de carga em placa executados na zona 2 da seção reforçada (séries A2, D2 e E2).....	89
Figura 20. Curvas obtidas para os ensaios de prova de carga em placa executados na zona 3 da seção reforçada (séries A3, D3 e E3).....	90
Figura 21. Curvas obtidas para os ensaios de prova de carga em placa executados na zona 4 da seção não reforçada (séries A4, B4 e C4).....	91
Figura 22. Curvas obtidas para os ensaios de prova de carga em placa executados na zona 5 da seção não reforçada (séries A5, B5 e C5).....	91
Figura 23. Curvas obtidas para os ensaios de prova de carga em placa executados na zona 6 da seção não reforçada (séries A6, B6 e C6).....	92
Figura 24. Resultados do ensaio VB <sup>1</sup> .....	94
Figura 25. Determinação da porcentagem das tensões verticais atuantes no topo da camada inferior do sistema de dupla-camada.....	100
Figura 26. Módulos de camada obtidos para diferentes níveis de deformação a partir da retroanálise no software MnLayer. ....	104
Figura 27. Comparação entre os módulos obtidos pela retroanálise do ensaio VB ( $E_{u,220}$ , $E_{u,390}$ e $E_{u,790}$ ) e aqueles obtidos pela aplicação de métodos empíricos de caracterização elástica. ....	110

Figura 28. Comparação dos resultados da retroanálise do ensaio PCP pelo software MnLayer e pelas soluções do sistema de dupla-camada. .... 116

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1. Resumo dos principais estudos sobre fatores de influência na performance da geocélula.....	32
Tabela 2. Métodos disponíveis para dimensionamento de pavimentos reforçados com geocélula. ....	36
Tabela 3. Valores sugeridos para módulo de resiliência de materiais granulares na umidade ótima.....	41
Tabela 4. Procedimento para determinação do módulo de elasticidade das camadas de um pavimento pela Israel Road Authority (2003). ....	45
Tabela 5. Campanha de ensaios adotada no trecho experimental. ....	69
Tabela 6. Resumo dos parâmetros de entrada para retroanálise. ....	81
Tabela 7. Recomendações para interpretação de ensaios de placa.....	83
Tabela 8. Resumo da análise estatística para os resultados dos ensaios VB. ....	95
Tabela 9. Resultados da retroanálise dos ensaios VB pelo software MnLayer.....	97
Tabela 10. Módulos de camada obtidos pela retroanálise baseada no MnLayer (em MPa).....	102
Tabela 11. Resultados do módulo de superfície ( $E_{sup}$ ) obtidos para nível de deformação de 0,3% (em MPa).....	106
Tabela 12. Resultados do módulo de camada (em MPa) obtidos pela retroanálise baseada na solução de dupla camada e no software MnLayer para nível de deformação de 0,3%.....	107
Tabela 13. Determinação do MIF para as camadas de BGS de diferentes espessuras para cada método de retroanálise e ensaio analisado.....	113

## ÍNDICE DE SÍMBOLOS

CBR	índice de suporte Califórnia
CBR <sub>b</sub>	índice de suporte Califórnia para base
CBR <sub>s</sub>	índice de suporte Califórnia para subleito
B	largura do carregamento
C <sub>s</sub>	fator de correção de geometria e rigidez do carregamento
D	diâmetro da placa do carregamento circular
e	espessura da camada superior do sistema de dupla-camada
e'	espessura equivalente do sistema de dupla-camada
E	módulo de elasticidade
E <sub>b</sub>	módulo de elasticidade da base
E <sub>i</sub>	módulo de elasticidade da camada i
E <sub>i-1</sub>	módulo de elasticidade da camada adjacente à camada i
E <sub>suporte</sub>	módulo da camada de suporte
E <sub>r</sub>	módulo da camada reforçada
E <sub>s</sub>	módulo do subleito
E <sub>sb</sub>	módulo de elasticidade da sub-base
E <sub>ur</sub>	módulo da camada não reforçada
E <sub>1</sub>	módulo da camada superior do sistema de dupla-camada
E <sub>2</sub>	módulo da camada inferior do sistema de dupla-camada
E <sub>5</sub>	módulo da camada do topo
F	fator de recalque
h	espessura da camada
I <sub>f</sub>	fator de melhoria da capacidade de carga
J	rigidez da parede da geocélula
K	fator de ponderação
k <sub>s</sub>	coeficiente de reação vertical do solo
MIF	fator de melhoria do módulo
M <sub>r</sub>	módulo de resiliência
n	fator de correção para cálculo da espessura equivalente

$n_1$	fator de correção para cálculo do fator de recalque
$p$	carregamento circular distribuído
$P_{ur}$	capacidade de carga última da camada reforçada
$r$	raio do carregamento circular
$a$	raio do carregamento circular no diagrama de Fox (1948)
$R$	fator de redução
$RSA$	razão de sobreadensamento
$s$	deslocamento ou deflexão
$s_{m\acute{a}x}$	deslocamento máximo medido no ensaio de prova de carga
$SIF$	fator de melhoria de suporte

## **CARACTERES GREGOS**

$\beta_1$	índice de extensibilidade relativa no carregamento
$\beta_2$	índice de extensibilidade relativa no descarregamento
$\nu$	coeficiente de Poisson
$\nu_b$	coeficiente de Poisson da base
$\nu_s$	coeficiente de Poisson do subleito
$\nu_{sb}$	coeficiente de Poisson da sub-base
$\nu_1$	coeficiente de Poisson da camada superior do sistema de dupla-camada
$\nu_2$	coeficiente de Poisson da camada inferior do sistema de dupla-camada
$\sigma_{m\acute{a}x}$	tensão máxima aplicada pela carga no ensaio de prova de carga

## ÍNDICE DE SIGLAS

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
BGS	brita graduada simples
CBR	índice de suporte Califórnia
CH	argila de alta plasticidade
CV	coeficiente de variação
DCP	penetrômetro sul africano (do inglês <i>dynamic cone penetrometer</i> )
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
FWD	deflectômetro de impacto (do inglês <i>falling weight deflectometer</i> )
GC	pedregulho com mistura de areia e argila bem graduado
GM	pedregulho com teor de finos
GP	pedregulho com areia mal graduado
GW	pedregulho com areia bem graduado
HRB	<i>Highway Research Board</i>
IC	intervalo de confiança
IP	índice de plasticidade
LL	limite de liquidez
LWD	deflectômetro de impacto leve (do inglês <i>light weight deflectometer</i> )
ME	Método Mecanicista Empírico
MEF	Método dos Elementos Finitos
MEPDG	<i>Mechanical-Empirical Pavement Design Guide</i>
NCHRP	<i>National Cooperative Highway Research Program</i>
NPA	<i>Novel Polymeric Alloy</i> ®
PEAD	polietileno de alta densidade
PRS	percentual de redução de recalques
RAP	pavimento asfáltico recuperado
SC	areia argilosa bem graduada
SM	areia com teor de finos
SUCS	Sistema Unificado de Classificação de Solos



SW            areia bem graduada com pouco ou nenhum teor de finos  
TBR           *Traffic Benefit Ratio*  
TSCE        Teoria de Sistema de Camadas Elásticas  
USACE      *United States Army Corps of Engineers*

## ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO.....	20
1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO .....	20
1.2. OBJETIVO .....	22
1.3. ORGANIZAÇÃO DO DOCUMENTO.....	23
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	25
2.1. CONCEITO DE SOLO REFORÇADO .....	25
2.2. GEOCÉLULA.....	26
2.2.1. Contextualização.....	26
2.2.2. Mecanismos de reforço da geocélula.....	27
2.2.3. Aplicação em infraestrutura de transportes.....	32
2.3. MÉTODO MECANICISTA-EMPÍRICO PARA INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES REFORÇADA COM GEOCÉLULA.....	37
2.3.1. Breve introdução .....	37
2.3.2. Caracterização elástica das camadas do pavimento .....	40
2.3.2.1. Métodos empíricos para determinação do módulo de elasticidade.....	43
2.3.3. Caracterização elástica da camada reforçada com geocélula .....	45
2.3.4. Interpretações para o pavimento reforçado sob a ótica da teoria do sistema de camadas elásticas.....	50
3. MATERIAIS E MÉTODOS .....	57
3.1. PISTA EXPERIMENTAL.....	57
3.1.1. Breve contexto geológico-geotécnico.....	57
3.1.2. Seções-teste .....	58
3.1.3. Sequência executiva .....	60
3.2. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS.....	63
3.2.1. Subleito .....	63
3.2.2. Material granular .....	66

3.2.3. Geocélula.....	66
3.3. ENSAIOS DE CAMPO.....	67
3.3.1. Ensaio de prova de carga em placa (PCP) .....	71
3.3.2. Ensaio de viga benkelman .....	74
3.3.3. Ensaio DCP.....	75
3.4. RETROANÁLISE .....	77
3.4.1. Retroanálise baseada em software .....	78
3.4.2. Retroanálise baseada em soluções analíticas .....	84
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	88
4.1. RESULTADOS EXPERIMENTAIS .....	88
4.1.1. Resultados PCP .....	88
4.1.2. Resultados VB .....	93
4.2. RESULTADOS RETROANÁLISE.....	97
4.2.1. Resultados VB .....	97
4.2.2. Resultados PCP.....	101
5. ANÁLISE CRÍTICA DOS RESULTADOS DA RETROANÁLISE.....	108
5.1. Aplicabilidade dos métodos empíricos para caracterização elástica de camadas granulares.....	108
5.2. Determinação do fator de melhoria do módulo (MIF) .....	112
5.3. Aplicabilidade das soluções analíticas baseadas em sistema de dupla camadas.....	116
6. CONCLUSÕES.....	119
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	122

## **1. INTRODUÇÃO**

### **1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO**

A infraestrutura de transportes de um país é fundamental para seu desenvolvimento visto que permite a ocorrência de quase a totalidade de suas atividades socioeconômicas. No Brasil, um país de proporções continentais e com uma malha predominantemente rodoviária, há muitos desafios a serem superados para garantir as demandas de infraestrutura que seu desenvolvimento exige.

Dentre os desafios para ampliação da infraestrutura de transportes nacional, encontram-se as dificuldades relacionadas à garantia de manutenção de desempenho de um pavimento ao longo de sua vida útil, projetada para 15 a 20 anos e degradada antes disso (CNT, 2017). Além disso, há grandes custos associados à construção de novas malhas de transporte, sejam estas rodovias, ferrovias, aeroportos e portos, bem como para sua expansão.

Para o primeiro problema, relacionado ao desempenho das vias, é recorrente a discussão da necessidade de revisão dos métodos de dimensionamento de pavimentos usados tradicionalmente no país, essencialmente empíricos, os quais deveriam ser atualizados para métodos de caráter mecanicista-empírico (Motta, 1991; Soares, Moreno, & Motta, 2009). Quanto ao elevado custo de implantação de novas malhas, principalmente para aquelas situadas em locais com solo de baixa capacidade de suporte, há diversas tecnologias disponíveis para melhoria da capacidade de carga do pavimento - com potencial para aumento da sua vida útil e/ou redução do consumo de materiais agregados - conhecidas por geossintéticos, como as geogrelhas e as geocélulas.

As geocélulas referem-se a uma solução desenvolvida nos anos 1970, cuja origem está ligada essencialmente ao reforço de vias não pavimentadas sobre solos moles para fins militares (Webster, 1979). Posteriormente, seu emprego foi expandido para diversas aplicações, como reforço de fundações, aterros, muros de contenções e controle de erosão, para as quais se dispõe atualmente de metodologias de projeto bem estabelecidas e se conhece o comportamento do reforço nestas aplicações (Avesani Neto, Bueno, Futai, & Bueno, 2015; Fazeli

Dehkordi, Ghazavi, & Karim, 2021; Moghaddas Tafreshi, Darabi, & Dawson, 2020).

Entretanto, no que tange ao uso de geocélulas para reforço de infraestrutura de transportes (estradas pavimentadas e não pavimentadas, ferrovias, portos, aeroportos e pátios de armazenamento), há ainda um grande potencial a ser explorado. Apesar da evolução verificada em anos recentes, como o desenvolvimento de ensaios laboratoriais e de campo e de modelos numéricos e analíticos para interpretação da camada reforçada com geocélula, carece-se de uma metodologia de projeto universalmente aceita para dimensionamento do pavimento reforçado, especialmente uma metodologia que empregue o método mecanicista-empírico (Yang, Han, Leshchinsky, & Parsons, 2013).

No âmbito internacional, o uso do método mecanicista-empírico tem sido cada vez mais disseminado em substituição aos métodos tradicionais empíricos (NCHRP, 2019). Ainda assim, considerando que décadas de prática se enraízam no uso de correlações empíricas, as quais não avaliam as particularidades de cada material constituinte do pavimento, grandes esforços têm sido empreendidos para estabelecer procedimentos para definição do módulo de resiliência e do coeficiente de Poisson, parâmetros de entrada do método, e isto se repete no caso da interação solo-reforço (Avesani Neto & Rodrigues, 2021; Cai, Sangghaleh, & Pan, 2015).

É fundamental ressaltar que a definição dos parâmetros elásticos para os materiais geotécnicos empregados em pavimentos é essencialmente um problema da mecânica dos solos (Brown, 1996). Conforme discutido por Briaud e Seo (2003), quando se define um módulo de elasticidade para uma massa de solo, a questão mais importante a ser proposta é em que condições a determinação desse esse módulo foi feita, pois estas devem estar intimamente relacionadas às condições verificadas no projeto estudado. À exemplo disso, no caso de materiais granulares não ligados, sabe-se que os módulos de resiliência destes são diretamente afetados pela espessura da camada e pela baixa rigidez do subleito subjacente (Ayithi & Hiltunen, 2017), contexto em que o uso do reforço pode ser amplamente explorado. Logo, depreender o comportamento do material não ligado na estrutura de um pavimento em condições adversas, como

no caso de um subleito de baixa rigidez, é uma condicionante decisiva para domínio do entendimento da aplicação da geocélula nesse contexto.

Ainda sobre a interação solo-reforço, houve avanços significativos na determinação de um parâmetro quantitativo para avaliar o aumento de rigidez promovido pelo uso de geocélula. Este parâmetro, conhecido como fator de melhoria do módulo (MIF, do Inglês *Modulus Improvement Factor*), é aplicado ao módulo não reforçado de materiais granulares para obter o módulo da camada reforçada com geocélula (Kief, Veeragavan, Chandramouli, & Rajagopal, 2011). Embora o parâmetro possa ser utilizado na fase de projeto, permanece a incerteza sobre qual valor do módulo não reforçado esse fator deva ser aplicado, uma vez que, conforme discutido, os módulos de materiais não ligados podem variar em função da condição da camada de suporte e outros fatores influentes, como a espessura da própria camada granular (Vega, van Gurp, & Kwast, 2018).

Nessa perspectiva, o presente trabalho busca oferecer alternativas para preencher as lacunas referentes à interpretação da camada reforçada com geocélula em dimensionamento de pavimentos pelo método mecanicista-empírico. Este hiato contempla a caracterização elástica da camada reforçada, que deve avaliar se os efeitos usualmente atuantes no módulo de elasticidade de materiais granulares não reforçados também são influentes no caso do material compósito com geocélula.

## **1.2. OBJETIVO**

O presente trabalho visa avaliar como caracterizar elasticamente a camada reforçada com geocélula para permitir o emprego do Método Mecanicista Empírico (ME) no dimensionamento de um pavimento reforçado com esse geossintético.

Para tanto, por meio de retroanálise de ensaios de campo em um trecho experimental, buscou-se depreender em que condições o parâmetro quantitativo de ganho de rigidez promovido pela geocélula - MIF - deve ser aplicado e se este sofre influência das condições do subleito e da espessura da camada granular reforçada.

Dentre os objetivos secundários, buscou-se também avaliar:

- a aplicabilidade de métodos analíticos aproximados, como as soluções derivadas do sistema de dupla-camada, para interpretação de um pavimento reforçado com geocélula;
- a viabilidade do emprego de soluções empíricas disponíveis na literatura para caracterização elástica das camadas granulares constituintes de um pavimento, bem como de um modelo analítico disponível para determinação do MIF.

### **1.3. ORGANIZAÇÃO DO DOCUMENTO**

Esta introdução é o primeiro dos seis capítulos que compõem a presente dissertação.

Ao Capítulo 2 compete a revisão bibliográfica, em que se estabelece uma ampla discussão sobre a aplicação da geocélula em infraestrutura de transportes, apresentando suas limitações e métodos de dimensionamento disponíveis atualmente. A princípio, se discute o conceito de solo reforçado e os mecanismos pelos quais o reforço com geocélula estabelece propriedades de engenharia otimizadas no solo em que se aplica. Em sequência, abordam-se assuntos relacionados ao emprego do método mecanicista-empírico, como as metodologias disponíveis para caracterização elástica das camadas de um pavimento constituídas por materiais granulares não ligados e pelo reforço com geocélula. Por fim, faz-se uma breve revisão histórica das soluções disponíveis para interpretação teórica de um sistema de camadas visando sua aplicação em pavimentos reforçados.

O Capítulo 3 se destina à descrição dos materiais e métodos da pesquisa com a apresentação do trecho experimental, dos materiais geotécnicos empregados e da campanha de ensaios realizada. Neste capítulo também, abordam-se as metodologias de retroanálise empregadas para interpretação dos ensaios.

Nos capítulos 4 e 5 posteriores, conduz-se a apresentação dos resultados experimentais e da retroanálise dos ensaios, e sua discussão e análise.

Por fim, no capítulo 6, apontam-se as conclusões do estudo e sugestões de linhas de investigação para futuras pesquisas.



## **2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1. CONCEITO DE SOLO REFORÇADO**

A tentativa de introduzir propriedades de engenharia no solo a fim de otimizar sua performance em termos de resistência é uma prática milenar. O princípio básico de funcionamento do reforço do solo pode ser entendido a partir do conceito de um material com pouca ou nenhuma resistência à tração, como o solo não coesivo, combinado com um material que tem alguma resistência à tração (fibras) formando um composto com propriedades altamente otimizadas (Holtz, 2017).

O conceito de solo reforçado foi teorizado pela primeira vez por Henri Vidal (1969), arquiteto e engenheiro francês idealizador da “terra armada”. No caso da solução em “terra armada”, o autor explica que o mecanismo de reforço do solo deriva essencialmente do atrito provocado na interface solo-reforço. Dada a aplicação de um carregamento e o conseqüente deslocamento relativo entre o solo e o reforço nesse tipo de estrutura, notam-se tensões cisalhantes na interface responsáveis por garantir a transferência dos esforços. Desta forma, o solo reforçado configura-se como um material compósito com propriedades exclusivas e otimizadas em relação a sua configuração inicial.

Diversas técnicas de reforço do solo foram concebidas ao longo do tempo, abrangendo inúmeras tecnologias que exploram formas distintas de garantir o atrito solo-reforço, como por meio de inclusões extensíveis, distintas daquelas empregadas na terra armada. Uma dessas tecnologias se refere ao uso de geossintéticos, elaborados de materiais sintéticos ou naturais, que vêm se popularizando como solução construtiva e podem ser considerados um dos mais importantes materiais desenvolvidos na engenharia civil no século XXI (Giroud, 2008). Nestas aplicações, há mecanismos específicos pelos quais se estabelecem propriedades otimizadas no solo reforçado, como se discutirá a seguir.

## 2.2. GEOCÉLULA

### 2.2.1. Contextualização

Dentre os geossintéticos, as geocélulas correspondem a um reforço em formato celular tridimensional, similar à uma “colmeia”, constituído por materiais sintéticos poliméricos, como o PEAD (Polietileno de Alta Densidade), as tiras de geotêxtil não tecido de PP (Polipropileno) ou NPA (do inglês *Novel Polymeric Alloy*®) - ou por outros materiais naturais não usuais, como bambu ou fibras vegetais. O geossintético é fornecido em painéis de fácil instalação e preenchido com material granular compactado em campo, ou com concreto vibrado, como se verifica em algumas aplicações não usuais mais recentes (Zhuang & Xiao, 2018). A combinação da geocélula e o material de enchimento compõe um material com características próprias, conhecido por compósito.

As geocélulas foram desenvolvidas na década de 1970 pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos (USACE) para reforço da base de vias temporárias sobre solos moles para fins militares (Webster, 1979). Nas décadas seguintes, entre os anos de 1980 e 1990, sua aplicação se concentrou principalmente em soluções de estabilização de taludes e controle de erosão, tendo apenas se repopularizado para obras de infraestrutura no início do século XXI (Richardson, 2004). A partir de então, a aplicação do reforço com geocélula vem sendo expandida para os mais diversos fins, como muros de contenção, proteção de taludes, reforço de fundações e tubulações enterradas, além de bases e sub-bases de vias pavimentadas e não pavimentadas, sejam estas de infraestrutura de transporte rodoviário, aeroportuário, portuário ou ferroviário (Fazeli Dehkordi et al., 2021; Mehdipour, Ghazavi, & Moayed, 2013; Moghaddas Tafreshi, Joz Darabi, Dawson, & Azizian, 2020; Satyal, Leshchinsky, Han, & Neupane, 2018; F. Song, Liu, Chai, & Chen, 2017; X. Song et al., 2021).

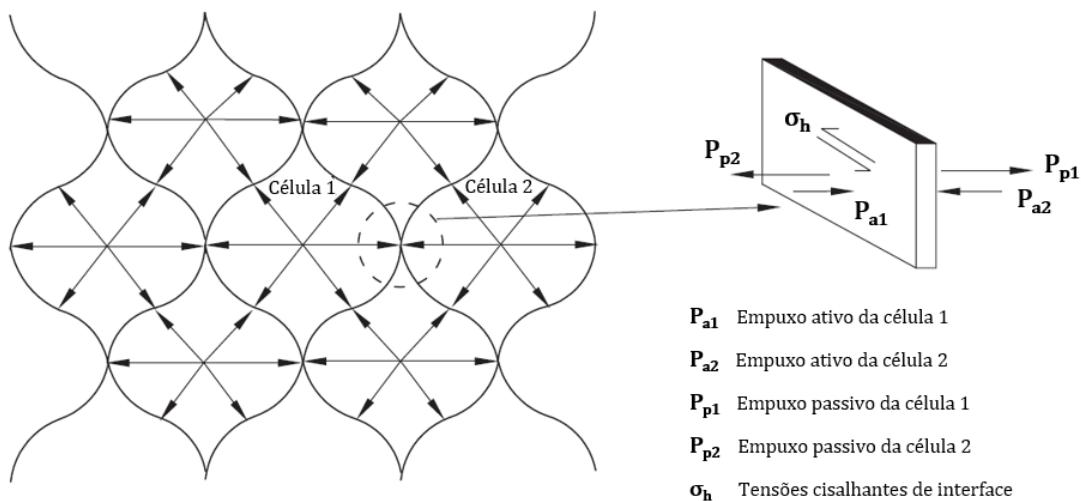
O formato tridimensional da geocélula determina mecanismos de reforço específicos em comparação a outros geossintéticos planares, como as geogrelhas, devido ao confinamento provocado no material reforçado. No presente capítulo, serão apresentados o princípio básico do funcionamento da geocélula, seus mecanismos de reforço e a caracterização das propriedades de

engenharia verificadas para a camada reforçada, especialmente para projeto de infraestrutura de transportes.

### 2.2.2. Mecanismos de reforço da geocélula

O princípio básico do funcionamento da geocélula deriva essencialmente do conceito de “solo reforçado” previamente discutido: o mecanismo de reforço como resultado do conjunto de esforços que se estabelecem na interface solo-reforço com a aplicação de um carregamento externo. Diante de um carregamento vertical sobre o compósito, surgem tensões horizontais no material de enchimento que exercem empuxo na parede da geocélula. Segundo Emersleben e Meyer (2008), o empuxo ativo sobre as paredes provoca o surgimento de empuxo passivo nas células adjacentes e de tensões cisalhantes na interface solo-reforço. A combinação destes esforços interfaciais - empuxo ativo, empuxo passivo e tensões cisalhantes - garante o confinamento do solo e o desenvolvimento de resistência nas direções horizontal e vertical da camada reforçada, como mostra a Figura 1.

**Figura 1. Combinação dos esforços verificados na parede da geocélula.**

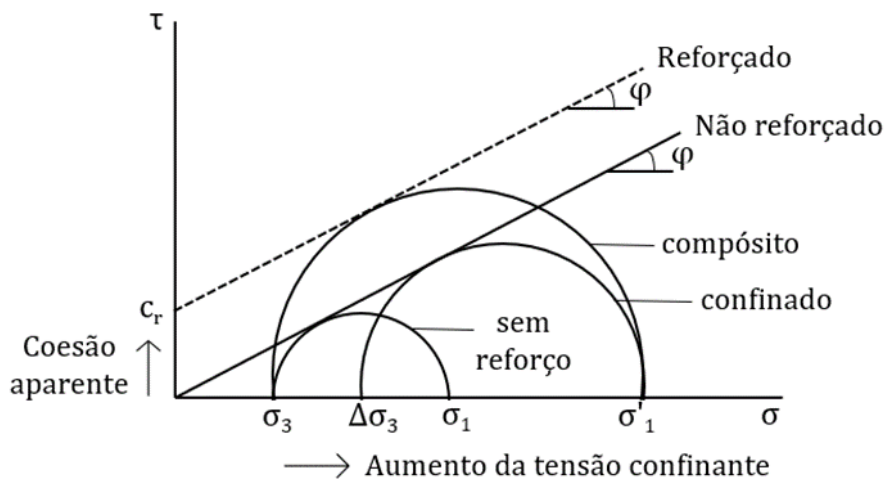


Fonte: adaptado de Hegde e Sitharam (2015).

O mecanismo de reforço da geocélula baseado no confinamento foi abordado por diversos autores por meio de ensaios triaxiais estáticos com células únicas ou múltiplas (Bathurst & Karpurapu, 1993; Chen, Huang, & Huang, 2013; Rajagopal, Krishnaswamy, & Latha, 1999), de ensaios de carga repetida

(Indraratna, Biabani, & Nimbalkar, 2015) e de simulações numéricas (Han, Yang, Leshchinsky, Parsons, & Rosen, 2008; Wesseloo, 2006). Dentre as interpretações apresentadas nesses estudos, se discute o reforço com geocélula como responsável por (i) provocar um deslocamento da envoltória de tensões, percebido pelo surgimento de uma coesão aparente; ou por (ii) promover um aumento da tensão confinante sendo mantida a envoltória inicial, provocando apenas o deslocamento das tensões principais, como mostra a Figura 2. Em ambos as interpretações, o ângulo de atrito para o solo reforçado e não reforçado resulta constante (Yang, 2010). Por sua vez, Madhavi Latha (2000) sugere que a tensão confinante pode influir na rigidez equivalente do compósito, que também depende das características elásticas do material de enchimento e da própria geocélula.

**Figura 2. Círculo de Mohr do solo não reforçado e reforçado.**

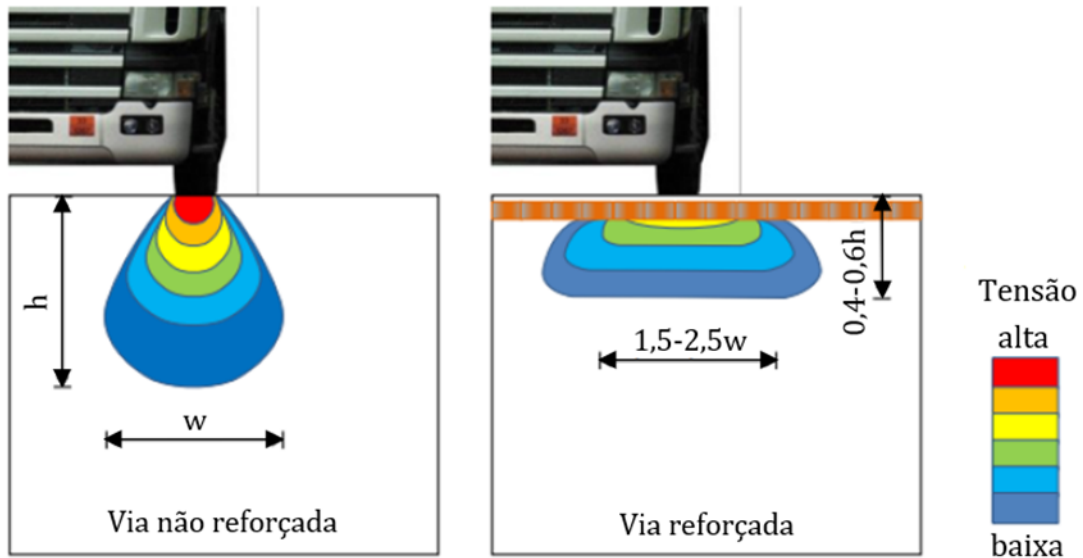


Fonte: adaptado de Rajagopal et al. (1999).

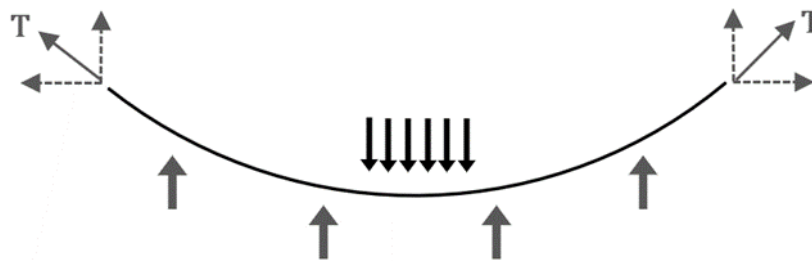
Outros mecanismos de reforço da geocélula se referem ao efeito da dispersão das tensões verticais e ao efeito membrana. Para o primeiro, também chamado de efeito laje, o compósito confinado passa a atuar como um “anteparo” de maior rigidez que absorve parte dos esforços e redistribui o carregamento vertical aplicado, espalhando-o e reduzindo as tensões que chegam ao subleito (Dash, Rajagopal, & Krishnaswamy, 2001; A. M. Hegde & Sitharam, 2015b; Sitharam & Sireesh, 2004), como ilustra a Figura 3a. Para o segundo, em caso de grandes deformações, o anteparo formado pelo compósito passa a atuar como uma membrana tensionada, transferindo parte da tensão vertical às “ombreiras”

laterais ancoradas no solo (Figura 3b), que assim reduzem também as tensões aplicadas no subleito, conforme discutido pelos autores Zhang et al. (2010) e Avesani Neto et al. (2013).

**Figura 3. (a) Efeito da dispersão vertical e (b) Efeito membrana.**



(a)



(b)

Fonte: (a) adaptado de Veja et al. (2018); (b) autora.

Os mecanismos de reforço discutidos resultam em propriedades de engenharia de grande potencial para a aplicação das geocélulas em soluções de infraestrutura. Dentre estas propriedades, tem-se:

**(i) Aumento da capacidade de carga do solo**

Em ensaios laboratoriais (de placa, triaxiais estáticos e/ou cíclicos), verifica-se que as camadas reforçadas suportam maiores tensões para deformações crescentes, sem a indicação clara de patamar de ruptura, em oposição à

situação não reforçada (Mandal & Gupta, 1994). Este ganho é indicativo de maior capacidade de carga e pode ser medido pelo “fator de melhoria da capacidade de carga” ( $I_f$ ), dado pela razão entre a capacidade de carga do solo não reforçado e do solo reforçado para uma mesma deformação. A capacidade de carga última da camada reforçada ( $P_{ur}$ ) pode ser calculada por diversas formulações analíticas disponíveis na literatura (Avesani Neto, 2013; Presto, 2008; Sitharam & Hegde, 2013) e representam grande potencial para aplicação em soluções de fundação reforçada com geocélula.

### **(ii) Aumento da rigidez**

Nos ensaios supracitados, verifica-se também menor declividade dos segmentos iniciais das curvas tensão-deformação em comparação à situação não reforçada, mostrando que o compósito com geocélula apresenta maior módulo de elasticidade e, conseqüentemente, maior rigidez (Bathurst & Karpurapu, 1993; Khalili, Geiser, & Blight, 2004; Rajagopal et al., 1999). Em aplicações de infraestrutura de transportes, esta propriedade determina a ocorrência de menor nível de deslocamentos e deformações elásticas na superfície da camada reforçada, como mostram alguns estudos de casos, em que se verificou por exemplo a redução de 15% das deflexões (Emersleben & Meyer, 2008) ou de 30 a 50% das deformações plásticas na superfície (Tanyu, Aydilek, Lau, Edil, & Benson, 2013) com o uso da geocélula. O aumento do módulo de elasticidade da camada reforçada pode ser avaliado pelo “fator de melhoria do módulo” (MIF) dado pela razão entre o módulo da camada reforçada e o da não reforçada, que será amplamente discutido no item 2.3.3.

### **(iii) Aumento da resistência**

Em termos de envoltória de resistência, o solo reforçado com geocélula pode apresentar o ganho da “coesão aparente” ou aumento da tensão principal maior, conforme discutido. Em relação ao ângulo de atrito, estudos indicam que este não se altera com a inclusão da geocélula (Bathurst & Karpurapu, 1993; Rajagopal et al., 1999).

As propriedades de engenharia discutidas acima dependem de inúmeros fatores como: propriedades elásticas do material da geocélula (rigidez e resistência à fluência) e do material de enchimento (ângulo de atrito, rigidez,

densidade relativa e qualidade do material granular); dimensões da célula (razão específica entre altura e abertura, altura da geocélula); arranjo do reforço (formato da célula e disposição das células em relação ao sentido do esforço); nível de deformação; dentre outros. A Tabela 1 resume os principais fatores de influência na performance da geocélula e as conclusões obtidas por diversos estudos em sua avaliação.

**Tabela 1. Resumo dos principais estudos sobre fatores de influência na performance da geocélula.**

Fator	Estudos	Principais Conclusões
Material da geocélula	Rajagopal et al. (1999) Isik & Gurbuz (2020)	Quanto maior o módulo secante do material da geocélula, maior a “coesão aparente” (Rajagopal et al., 1999) e a resistência ao arrancamento (Isik & Gurbuz, 2020).
Material de enchimento	Dash (2010) Pokharel et al. (2010) Hedge (2015a) Mehrjardi et al. (2018)	A porcentagem de deformação elástica em relação à deformação plástica é maior quanto melhor a qualidade do material de enchimento (Sanat K. Pokharel et al., 2010).  Quanto maior a densidade relativa do material de enchimento, maior a capacidade de carga do solo reforçado, maior a dispersão da tensão vertical e menores as deformações na superfície (Dash, 2010). Dessa forma, recomenda-se que a compactação do material de enchimento atinja sua máxima densidade relativa.
Dimensões e formato da geocélula	Rea & Mitchell (1979) Mitchell et al. (1979) Mandal & Gupta (1994) Bathurst e Karpurapu (1993) Bathurst e Karpurapu (1988) Rajagopal et al. (1999) Dash et al. (2003) Dash et al. (2004) Pokharel et al. (2009)	A capacidade de carga aumenta para maiores alturas e menores aberturas, a depender do nível de deformação. Para altos níveis de deformação, recomenda-se maior abertura para maior benefício (Mandal & Gupta, 1994).  A relação ótima de h/d (altura/abertura) é de 2 a 3 (Mitchell et al., 1979)  Os formatos circular e em “colmeia” apresentaram melhor performance em relação a outros formatos de geocélula (quadrado, retangular e outros).
Arranjo do reforço	Dash et al. (2001) Isik & Gurbuz. (2020)	Quanto maior o número de células na direção do carregamento, maior será a resistência ao arrancamento do material (Isik & Gurbuz, 2020).
Nível de Deformação	Mandal & Gupta (1994) Dash et al. (2004) Dash (2010)	O reforço com geocélula necessita de deformações/deslocamentos iniciais para mobilizar as tensões cisalhantes em sua parede de modo a garantir o estado de confinamento.  Quanto maior o nível de deformação, maior o ganho em termos de capacidade de carga (Dash, 2010; Dash et al., 2004).

Fonte: autora.

### 2.2.3. Aplicação em infraestrutura de transportes

O emprego de geocélulas para reforço de infraestrutura de transportes permite a otimização das propriedades mecânicas das camadas granulares em que se



aplicam, em termos de aumento de rigidez e estabilidade volumétrica, pelos mecanismos previamente discutidos. Este ganho de desempenho estrutural pode ser explorado de duas principais formas no que tange ao dimensionamento do pavimento reforçado: (i) a redução da espessura da camada reforçada em relação à situação não reforçada, ou (ii) a manutenção da mesma espessura visando atender maior vida útil (i. e. maior número de solicitações de tráfego).

Além dessas alternativas, o reforço com geocélula possibilita o uso de materiais de enchimento de menor qualidade, muitas vezes disponíveis localmente como mostra a Figura 4, em substituição aos materiais granulares convencionais; ou o emprego de materiais alternativos, como materiais asfálticos reciclados (RAP) (Thakur, Han, Pokharel, & Parsons, 2012). A solução permite também a concepção de pavimentos sobre subleitos de baixa capacidade de suporte, visto que o anteparo mais rígido criado pelo compósito permite que parte dos esforços de tráfego sejam absorvidos e distribuídos em menor magnitude para o subleito, conforme discutido pelo chamado “efeito laje”.

**Figura 4. Emprego de geocélula para vias não pavimentadas na região amazônica.**



Fonte: Ministério da Defesa do Brasil (2020).

Nessa perspectiva, o reforço com geocélula representa um grande potencial econômico e ambiental para aplicação em pavimentos, já que seu uso afeta diretamente na redução dos custos de implantação e manutenção, no consumo de agregados virgens e na emissão de gases poluentes pela indústria da

construção civil. Pokharel et al. (2016) apresentam um estudo sobre o ganho de sustentabilidade representado pela solução, em que se estima uma diminuição de até 60% das emissões de gás carbônico pela indústria mineira e pelo tráfego de equipamentos durante a construção e manutenção de vias reforçadas com geocélula em comparação às emissões em vias não reforçadas.

Apesar do seu grande potencial, a popularização da geocélula para infraestrutura de transportes ainda é latente. Pokharel et al. (2014) discutem alguns avanços recentes promovidos a partir de um esforço da indústria e da academia para a popularização do uso das geocélulas em pavimentos rodoviários, iniciado em meados dos anos 2000.

Dentre os avanços, tem-se o desenvolvimento de um polímero conhecido por NPA com características mais favoráveis para aplicação em pavimentos. A concepção do material foi fruto das conclusões acerca das propriedades fundamentais que o geossintético deve ter para aplicação em pavimentos, sendo estas: comportamento resiliente, resistência à fluência, elevada rigidez e resistência à tração das juntas e costuras.

Ademais, nesse contexto, também se instaurou o início do desenvolvimento de normas e manuais específicos para aplicação de geossintéticos em infraestrutura de transportes, como as normas ISO TR182828 e ASTM 61159 ainda em desenvolvimento (Sitharam, Hegde, & Kolathayar, 2020).

Entretanto, apesar dos avanços recentes, a ausência de uma metodologia estabelecida e aceita universalmente para dimensionamento de pavimentos reforçados com geocélulas mostra-se ainda como principal fator limitante para sua popularização (Nelsen, 2018; Yang et al., 2013). Adicionalmente, não há estudos suficientes que avaliem o comportamento das camadas reforçadas em termos de estado limite de serviço, como o nível de deflexões na superfície observado sob solicitações cíclicas (Garcia & Avesani Neto, 2021). Também carece a definição de parâmetros de performance das geocélulas voltados para esse tipo de aplicação, visto que a normatização vigente está focada na caracterização física e mecânica do seu polímero constituinte que nada informa de modo direto sobre o ganho de desempenho esperado (Sitharam et al., 2020).

Na atualidade, existem apenas algumas propostas de métodos para dimensionamento de vias pavimentadas e não pavimentadas com geocélula baseadas em avaliações essencialmente empíricas – limitadas a condições específicas em que foram observadas, como resume a Tabela 2.

**Tabela 2. Métodos disponíveis para dimensionamento de pavimentos reforçados com geocélula.**

Autor	Recursos	Método	Parâmetros empregados
Mengelt et al. (2000) <sup>a</sup>	Ensaio triaxiais	Método empírico para dimensionamento de pavimento flexível com base reforçada com geocélula. Baseia-se em funções de transferência obtidas em ensaios triaxiais com materiais coesivos e não coesivos reforçados com geocélula.	Número de ciclos (N) Espessura do revestimento asfáltico
Pokharel (2010) <sup>b</sup>	Ensaio de placa cíclicos e ensaios de roda em larga escala	Formulação analítica derivada do método de Giroud e Han (2004a, 2004b) e calibrada empiricamente com ensaios laboratoriais.	Número de ciclos (N) Coesão não drenada ( $c_u$ ) e módulo resiliente ( $M_r$ ) do subleito Espessura e módulo resiliente ( $M_r$ ) do enchimento
Kief et al. (2011) <sup>c</sup>	Ensaio de placa cíclicos em campo	Sugestão de aplicação do MIF para caracterização da camada reforçada no método Mecanicista-Empírico. Obtenção do MIF por meio de ensaios de campo executados em vias recém-construídas.	MIF
Yang et al. (2013) <sup>b</sup>	Ensaio de roda em larga escala e simulação numérica	Modelo mecanicista empírico para emprego de geocélulas. Desenvolvimento de equação constitutiva para obtenção do módulo resiliente da camada reforçada, considerando seu efeito tridimensional e as tensões residuais induzidas pela compactação e pelo tráfego	Rigidez da geocélula Parâmetros do equipamento de compactação Ângulo de atrito e de dilatação (enchimento) Outros
Kief (2015) <sup>a</sup>	Ensaio triaxiais e simulação numérica	Determinação do MIF para diferentes intensidades de tráfego e condições de subleito (valores de CBR distintos)	MIF CBR (subleito)
Saride & Rayabharapu (2020) <sup>a</sup> apud Sitharam et al. (2020)	Ensaio de placa cíclicos e estáticos em laboratório e campo	Incorporação do TBR, calculado para a camada reforçada com geocélula, em métodos empíricos disponíveis na literatura. Formulação analítica para cálculo do LCR a partir do MIF	TBR LCR MIF
Inti & Tandon (2021) <sup>a</sup>	Ensaio de placa cíclicos em larga escala e simulação numérica	Emprego de curvas de fragilidade. Determinação do módulo da camada reforçada a partir de regressão obtida por meio de ensaios laboratoriais e simulação numérica	Altura da geocélula Módulo de elasticidade (enchimento) Espessura do revestimento asfáltico Número de ciclos (N)

Fonte: autora.

<sup>1</sup>Nota: <sup>a</sup> Vias pavimentadas; <sup>b</sup> Vias não pavimentadas; <sup>c</sup> Vias pavimentadas e não pavimentadas.

Como destaca o autor Yang et al. (2013), um método ideal para dimensionamento de pavimentos reforçados deveria considerar racionalmente todos os parâmetros de influência que afetam sua performance, como tráfego esperado, propriedades do material de enchimento e do subleito e espessura da camada, tal qual o faz o Método Mecanicista-Empírico (ME) (NCHRP, 2004).

O método ME consiste na definição das condições de carregamento e das propriedades geométricas e elásticas das camadas do pavimento, como o módulo de resiliência ( $M_r$ ) e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), a fim de obter sua resposta estrutural em termos de tensões e deformações. A metodologia vem substituindo os tradicionais métodos empíricos de projeto de pavimentos convencionais e, de modo análogo, representa uma alternativa viável para aplicação em pavimentos reforçados com geocélulas, visto que pode racionalizar o entendimento do comportamento da camada reforçada em termos de suas características elásticas.

## **2.3. MÉTODO MECANICISTA-EMPÍRICO PARA INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES REFORÇADA COM GEOCÉLULA**

### **2.3.1. Breve Introdução**

O pavimento é uma estrutura formada por múltiplas camadas executadas sobre um subleito semi-infinito, sobre o qual atuam esforços provenientes da ação do tráfego, distribuídos ao longo do sistema de camadas por meio de um bulbo de tensões. As ações sobre essa estrutura variam conforme a função e o tipo do pavimento, que pode ser flexível ou rígido, isto é, com revestimento asfáltico ou de concreto, respectivamente. Quanto à função, os pavimentos atendem a diversas demandas de locomoção e transporte de cargas, como rodovias, ferroviárias, portos e aeroportos, que apresentam carregamentos impostos e requisitos de serviço distintos entre si.

No Brasil, as metodologias empregadas para dimensionamento de pavimentos se baseiam em recomendações internacionais e, em sua maioria, apresentam limitações quanto aos métodos essencialmente empíricos. No caso dos pavimentos rodoviários, a prática estabelecida é o dimensionamento feito pelo Método do DNIT (2006), desenvolvido em 1966 pelo extinto DNER e baseado

nas conclusões advindas das pistas experimentais da AASHTO (Balbo, 2015). Este método é baseado em ábacos empíricos que fornecem a espessura total do pavimento em função do CBR e do tráfego esperado. Devido às condições locais verificadas nas observações experimentais, como clima, qualidade do subleito e tipo de carregamento, os projetos decorrentes do emprego desse método unicamente empírico resultam, muitas vezes, em um subdimensionamento associado a inúmeros defeitos, como a ocorrência de trincas por fadiga. O método mecanicista-empírico foi discutido brevemente pelo manual do DNIT (2006) e oficializado pelo Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa) (Franco & Motta, 2020), em um esforço para a racionalização do dimensionamento dos pavimentos em âmbito nacional.

Quanto aos pavimentos aeroportuários, verifica-se uma evolução similar quanto aos métodos de dimensionamento empregados. No âmbito nacional, o projeto de pavimentos aeroportuários rígidos ou flexíveis respalda-se nas diretrizes prescritas pelas normas da FAA (do inglês *Federal Aviation Administration*) e da ICAO (do inglês *International Civil Aviation Organization*). De modo análogo aos pavimentos rodoviários, a norma AC 150/5320-6C (FAA, 1978) fornecia ábacos respectivos para certas aeronaves críticas com curvas de dimensionamento em função da condição do subleito - caracterizada pelo valor do seu CBR (no caso de pavimentos flexíveis) ou pelo módulo de reação do subleito (pavimentos rígidos) – e do número de decolagens anuais equivalentes. Apenas com o advento da norma AC 150/530-6D (FAA, 1995) que se introduziu o conceito do método mecanicista-empírico baseado na Teoria do Sistema de Camadas Elásticas (TSCE) a partir do software LEDFAA, o qual foi aprimorado até resultar na versão mais atual conhecida como FAARFIELD, apresentada em sua última versão na norma AC 150/5320-6G (FAA, 2020). Motta e Medina (2015) (apud Aguiar et al., 2012) reforçam que o método prevalente empregado para dimensionamento de pavimentos aeroportuários no país ainda se ampara na metodologia empírica de 1978 da FAA.

No caso dos pavimentos portuários, análogos aos pavimentos industriais, as cargas atuantes são de elevada intensidade, como de contêineres, de equipamentos de movimentação de cargas e de veículos pesados, como caminhões de eixos duplos e triplos. Entretanto, é comum o emprego de

metodologias de dimensionamento baseadas em recomendações de manuais rodoviários devido à carência de estudos específicos na área. Há algumas recomendações internacionais como a ROM 4.1 (1994) e a ASCE (2001), que orientam como considerar o número de ciclos de carregamentos nesse tipo de pavimento e fornecem alguns modelos de previsão de fadiga, de modo a ser possível o emprego do método mecanicista-empírico.

Para os pavimentos ferroviários, Spada (2003) elucida que a prática dominante no país, no que tange ao dimensionamento e verificação da via permanente, reside predominantemente no emprego dos métodos tradicionais de Zimmerman e Talbot, em que a resposta da via permanente é dada por um único parâmetro, como o coeficiente de lastro e o módulo de via, respectivamente para os métodos citados; bem como na adoção do CBR como parâmetro único para o dimensionamento empírico, análogo ao do pavimento rodoviário. A interpretação da via permanente como um sistema de camadas se estabeleceu por meio da análise mecanicista-empírica com o desenvolvimento de softwares como o GEOTRACK (C. S. Chang, Agedoke, & Selig, 1980), KENTRACK e o Ferrovia (Rodrigues, 1993). Neste tipo de análise, tornou-se possível incorporar condições específicas do projeto rodoviário no seu dimensionamento, como as condições climáticas (umidade do material), os parâmetros elásticos de cada camada constituinte, os componentes da via (trilhos, fixações e dormentes) e o carregamento de tráfego férreo repetitivo previsto – e obter como saída a resposta estrutural do pavimento em termos de tensões e deformações, estas últimas fundamentais no que tange ao estado limite de serviço da via permanente (Selig & Waters, 1994).

O método mecanicista-empírico permite a obtenção das tensões, deformações e deslocamentos das camadas e avalia o pavimento como um todo, não se restringindo à verificação estrutural baseada apenas na ruptura do subleito. Por se fundamentar na Teoria do Sistema de Camadas Elásticas (TSCE), os parâmetros elásticos de entrada referem-se às características próprias dos materiais de cada camada, como o módulo de resiliência e o coeficiente de Poisson ( $M_r$  e  $\nu$ ). As tensões e deformações são obtidas analiticamente por softwares numéricos. Posteriormente, as deformações nas zonas críticas obtidas como resultado da simulação – como a deformação específica horizontal de

tração na fibra inferior da capa asfáltica e a deformação específica vertical no topo do subleito - são comparadas com modelos de previsão de fadiga empíricos, chamados de funções de transferência, desenvolvidos para diferentes tipos de pavimento e condições locais. Por meio dessa comparação, é possível verificar qual será a vida útil do pavimento e se a configuração proposta atenderá o desempenho de serviço requerido.

Para aplicação do método mecanicista-empírico para pavimentos reforçados, é necessário depreender como caracterizar elasticamente a camada reforçada. Esta caracterização consiste em atribuir os parâmetros de  $M_r$  e  $\nu$  para o material compósito formado pela geocélula e pelo material granular de enchimento, bem como os fatores que influenciam esses parâmetros.

O presente capítulo discutirá como a caracterização da camada reforçada pode ser feita com base em parâmetros quantitativos desenvolvidos para a geocélula e como o método ME e outros métodos analíticos podem ser empregados para a interpretação elástica da camada reforçada.

### **2.3.2. Caracterização elástica das camadas do pavimento**

A caracterização dos materiais constituintes das camadas de um pavimento segundo suas propriedades elásticas, em termos de módulo de resiliência ( $M_r$ ) e de coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), pode ser realizada por meio de ensaios laboratoriais ou de campo.

O procedimento usualmente recomendado por normas e manuais refere-se à execução de ensaios triaxiais, cuja normatização evoluiu nas últimas décadas no sentido de permitir a avaliação de diferentes fatores influentes no módulo de materiais granulares, como seu comportamento não-linear, o efeito da umidade e da anisotropia (Ayithi & Hiltunen, 2017; Ba, Fall, & Tinjum, 2015; Badakhshan, Noorzad, Bouazza, & Zameni, 2018; Russell G Hicks & Monismith, 1971; Nazarian et al., 1998). Quanto aos ensaios in situ, tem-se os ensaios de placa, estáticos e cíclicos, e os ensaios de tipo não destrutivos, como o LWD (deflectômetro de impacto leve) e o FWD (deflectômetro de impacto).

Entretanto, algumas agências de transporte reconhecem o ensaio triaxial como dispendioso e complexo para ser empregado em rotinas diárias, fases de



projetos conceituais ou para pavimentos de menor porte (NCHRP, 2008). O manual *Mechanical-Empirical Pavement Design Guide* (MEPDG) da AASHTO (2008) sugere classificar o tipo de projeto em “níveis de input” (1, 2 e 3) onde se define a necessidade ou não da caracterização elástica por meio de ensaios laboratoriais em função da importância do empreendimento.

Ainda assim, na ausência de ensaios, é comum o emprego de correlações empíricas para obtenção do  $M_r$  ou de valores usuais indicados na literatura, como mostra a Tabela 3. Há também procedimentos disponíveis em manuais técnicos que descrevem formulações para cálculo do módulo de cada camada do pavimento, considerando o efeito das camadas de suporte e do subleito (AUSTROADS, 2017; Giroud & Han, 2004b, 2004a; Israel Road Authority, 2003; SHELL, 1978; STAC, 2016). Alguns destes métodos são citados em dimensionamento de pavimentos com geocélulas (Kief & Ph, 2015) e geogrelhas (Giroud & Han, 2004b, 2004a). No subitem seguinte, apresenta-se uma breve revisão desses procedimentos empíricos.

**Tabela 3. Valores sugeridos para módulo de resiliência de materiais granulares na umidade ótima.**

Classificação SUCS	Módulo de elasticidade (em MPa)	
	Intervalo	Valor típico
GW	272-290	283
GP	245-276	262
GM	228-290	265
GC	166-259	148
SW	193-259	221
SP	166-228	193
SM	193-259	221
SC	148-193	166

Fonte: NCHRP (2004).

Outro aspecto importante da caracterização elástica se refere à equivalência entre o módulo de elasticidade ( $E$ ) obtido nesses ensaios e o módulo de resiliência ( $M_r$ ), normalmente aplicado no ME. O módulo de resiliência, introduzido por Hveem (1938) e definido por Seed et al. (1962), corresponde à razão entre a tensão desviadora e a deformação resiliente. A tensão desviadora

representa a condição de carregamento transiente aplicada ao pavimento simulando o tráfego, após seu confinamento, que é simulado por uma carga axial em ensaios triaxiais. Por sua vez, a deformação resiliente corresponde à fração elástica da deformação total observada. Portanto, quando as condições de um ensaio determinam valores mínimos de deformação plástica, é possível aproximar o valor de  $M_r$  para  $E$  (Ayithi & Hiltunen, 2017). Este comportamento é verificado em ensaios do tipo PCP (prova de carga em placa), LWD ou semelhantes, executados sobre camadas de pavimento recém-compactadas, onde o nível de deformação é mínimo e essencialmente elástico (Tutumluer, 2013). Nessa perspectiva, no presente trabalho, o módulo de elasticidade será considerado equivalente ao módulo de resiliência, dado o contexto no qual o caso de estudo aqui apresentado se insere: um trecho experimental recém-compactado submetido a ensaios de campo associados a baixos níveis de deformação - conforme será apresentado nos capítulos subsequentes. Dessa forma, a partir deste ponto, ao se referir ao módulo de elasticidade de materiais granulares, entende-se que este é compatível ao módulo de resiliência empregado como parâmetro de entrada no método mecanicista-empírico.

Apesar da equivalência, é importante sublinhar as limitações para essa abordagem, como a impossibilidade de avaliar, por meio do módulo de elasticidade, o comportamento elástico não-linear típico de materiais granulares empregados em pavimentos; ou observar outros fatores intervenientes, como a influência da condição de umidade e das tensões confinante e transiente aplicadas durante um ensaio de carregamento cíclico. Ensaos triaxiais associados a modelos não lineares são capazes de aferir os comportamentos supracitados na determinação do módulo de resiliência de materiais granulares. Apesar das limitações, a análise elástica-linear continua a ser aplicada ao projeto de pavimentos, utilizando abordagens como a prática de dividir uma camada em várias subcamadas (AUSTROADS, 2017; Brown, 1996), dentre outras, discutidas no item seguinte.

### 2.3.2.1. Métodos empíricos para determinação do módulo de elasticidade

O método da AUSTROADS (2017) apresenta um procedimento de caracterização elástica que considera o efeito da variação do nível de tensão com a profundidade e a influência da rigidez do subleito. O método consiste em dividir a camada analisada em 5 subcamadas para cada qual é determinado um módulo de elasticidade ( $E_i$ ), sendo que o módulo da camada do topo ( $E_5$ ) é definido *a priori* como sendo o valor mínimo entre valores máximos de referência e o valor obtido pela Eq. (1) abaixo.

$$E_5 = E_s \cdot 2^{(h/125)} \quad \text{Eq. (1)}$$

Onde:

$E_5$ : módulo de elasticidade da subcamada do topo, em MPa;

$E_s$ : módulo de elasticidade do subleito, em MPa;

$h$ : espessura total da camada granular, em mm.

Definido o módulo da subcamada do topo ( $E_5$ ), é possível calcular o módulo de cada subcamada pela Eq. (2) a partir de um parâmetro de redução ( $R$ ), dado pela Eq. (3). O parâmetro  $R$  simula o efeito de redução do nível de tensão na subcamada com a profundidade, e pode ser compreendido pelo termo “sub-layering” (ou em tradução livre, divisão de uma camada em subcamadas) citado na literatura técnica como um artifício para permitir o uso da análise elástica-linear em dimensionamento de pavimentos, apesar do comportamento essencialmente não-linear dos seus materiais granulares constituintes (Brown, 1996).

$$R = \left[ \frac{E_5}{E_s} \right]^{1/5} \quad \text{Eq. (2)}$$

$$E_i = R \cdot E_{i-1} \quad \text{Eq. (3)}$$

Onde:

$R$ : fator de redução, adimensional;

$E_i$ : módulo da subcamada, em MPa;

$E_{i-1}$ : módulo da subcamada adjacente, em MPa.

O efeito de dividir a camada em subcamadas se assemelha ao método de elementos finitos (MEF), como também observa o autor Brown (1996), sendo o MEF capaz ainda de determinar a influência da variação das tensões horizontais, cuja influência não é avaliada na técnica citada. Apesar da limitação, Saleh et al. (2008) mostram que o método da AUSTROADS (2017) fornece valores de módulo de elasticidade mais próximos da análise elástica não-linear do que a análise puramente elástica linear, portanto caracterizando o material granular de forma mais próxima ao seu real comportamento.

O método da Shell (1978) apresenta uma formulação para cálculo do módulo da camada granular ( $E$ ) baseada na espessura da camada em questão analisada e no módulo da camada de suporte, como mostra a Eq. (4).

$$E = 0,2 \cdot h^{0,45} \cdot E_{suporte} \quad \text{Eq. (4)}$$

Onde:

$h$ : espessura da camada analisada, em mm;

$E_{suporte}$  : módulo resiliente da camada de suporte, i.e. o subleito, em MPa.

Por sua vez, o método da STAC (2016) apresenta uma formulação que pondera o módulo da camada granular ( $E$ ) em função do módulo do subleito ( $E_s$ ), chamado de módulo de fundação do pavimento. A ponderação  $E = K \cdot E_s$  é dada por um fator  $K$  que possui valor de 3 ou 2,5, respectivamente, para os materiais granulares de categoria C1 e C2 conforme classificação apresentada na norma europeia (EN 13285, 2018).

O método desenvolvido pela Israel Road Authority (2003) recomenda o cálculo do módulo do subleito a partir do valor do CBR. Para a base e sub-base granulares, o cálculo do módulo é feito a partir dos valores de suas espessuras e dos módulos da camada de suporte, como se apresenta na Tabela 4.

**Tabela 4. Procedimento para determinação do módulo de elasticidade das camadas de um pavimento pela Israel Road Authority (2003).**

Camada	Formulação	Observações
Base	$E_b = E_{sb} \cdot (1 + 0,0067 \cdot h_b)$ $\nu_b = 0,35$	$E_b \leq 700$ MPa
Sub-base	$E_{sb} = E_{sg} \cdot (1 + 0,003 \cdot h_{sb})$ $\nu_{sb} = 0,35$	$E_{sb} \leq 300$ MPa
Subleito	$E_s = 14 \cdot CBR$ (%) $\nu_s = 0,4$	$2\% < CBR < 12\%$

Onde:

$E_b$ : módulo da base, em MPa;

$E_{sb}$ : módulo da sub-base, em MPa;

$E_s$ : módulo do subleito, em MPa;

$h_b$ : espessura da base, em mm;

$h_{sb}$ : espessura da sub-base, em mm;

$\nu_b$ : coeficiente de Poisson da base, adimensional;

$\nu_{sb}$ : coeficiente de Poisson da sub-base, adimensional;

$\nu_s$ : coeficiente de Poisson do subleito, adimensional;

Fonte: Israel Road Authority (2003).

Por fim, o método de Giroud e Han (2004a, 2004b), usualmente citado para dimensionamento de vias não pavimentadas reforçadas com geogrelhas, apresenta uma razão entre o módulo do subleito e o módulo da base granular em função dos seus respectivos valores de CBR, conforme indicado na Eq. (5).

$$\frac{E_b}{E_s} = \frac{3,48 \cdot CBR_b^{0,3}}{CBR_s} \quad \text{Eq. (5)}$$

Onde:

$CBR_b$ : índice de suporte Califórnia para a base;

$CBR_s$ : índice de suporte Califórnia para o subleito.

### 2.3.3. Caracterização elástica da camada reforçada com geocélula

Uma das grandes dificuldades da caracterização da camada reforçada decorre do fato de dois materiais com propriedades distintas serem combinados e

resultarem em um material compósito com propriedades particulares. Na literatura técnica, existem diversos parâmetros para avaliação quantitativa da melhoria de performance ocasionada pela geocélula, como: o fator de melhoria da capacidade de carga ( $I_f$ ), que relaciona a capacidade de carga última no caso reforçado e não reforçado; o fator de melhoria do módulo (MIF), relacionado ao módulo de elasticidade; o percentual de redução dos recalques elásticos (PRS), referente ao desenvolvimento de recalques elásticos; dentre outros.

Para fins de aplicação em pavimentos, o parâmetro mais representativo do ganho em termos de rigidez ocasionado pela geocélula se refere ao fator de melhoria do módulo (MIF). O conceito foi introduzido pelo trabalho de Kief et al. (2011) e consiste na razão entre o módulo do material reforçado e o módulo do material não reforçado, conforme mostra a Eq. (6).

$$MIF = \frac{E_r}{E_{ur}} \quad \text{Eq. (6)}$$

A determinação do MIF é essencialmente empírica e pode ser feita por meio de ensaios laboratoriais ou de campo, como ensaios de placa cíclicos e estáticos e de roda em larga escala (Inti & Tandon, 2021; Kief & Ph, 2015; Kief et al., 2011; S. K. Pokharel et al., 2016; Rajagopal, Veeragavan, & Chandramouli, 2012), e os ensaios não destrutivos FWD ou LWD, menos usuais (Al-Qadi & Hughes, 2000; Emersleben & Meyer, 2008); bem como por meio de simulações numéricas calibradas pelos ensaios citados (A. M. Hegde & Sitharam, 2012).

Para sua obtenção, em campo ou em laboratório, é comum a definição de uma seção controle representante da condição não reforçada e de uma seção reforçada com parâmetros pré-estabelecidos, como as condições de compactação (umidade ótima e energia empregada), a altura da geocélula, o módulo do material de enchimento e o módulo ou CBR do subleito. O módulo de cada camada é então determinado por meio das curvas tensão-deformação resultantes dos ensaios supracitados ou a partir da retroanálise das leituras de células de pressão (leitura de tensões) ou de *strain gauges* (leitura de deformações) que podem ser empregados como instrumentação desses estudos. A retroanálise do módulo pode ser feita a partir do Método de Elementos

Finitos (MEF) ou de soluções derivadas da Teoria do Sistema de Camadas Elásticas, a serem discutidas no item 2.3.4.

A faixa de valores reportada na literatura para o MIF varia de 1,5 a 5 (Kief et al., 2011; S. K. Pokharel, Martin, Norouzi, & Breault, 2015; Rajagopal et al., 2012). O parâmetro é influenciado por diversos fatores, como aqueles discutidos previamente na Tabela 1 para a performance geral da geocélula. Abaixo elencam-se os principais fatores intervenientes na rigidez do compósito:

- **rigidez da parede da geocélula:** quanto maior a rigidez da parede da geocélula, maior a rigidez resultante do compósito (Garcia & Avesani Neto, 2021; Livneh & Livneh, 2014; Rajagopal et al., 1999). A rigidez da geocélula (J) resulta maior quando constituída de materiais de maior módulo de elasticidade, como por exemplo o NPA, ou quando se empregam maiores espessuras, sendo estas usualmente da ordem de 1,3 a 1,5 mm.
- **posição do reforço:** em fundações reforçadas com geocélulas, estudos mostram que há maior performance desta quando instalada em profundidades de até  $0,1B$ , sendo B a largura da fundação (Dash, Krishnaswamy, & Rajagopal, 2001; Moghaddas Tafreshi & Dawson, 2012); a observação decorre do fato do reforço ser capaz de espriar os carregamentos impostos em maior área quando posicionado em camadas mais superficiais; no caso de pavimentos, Rajagopal et al. (2012) mostram analogamente que o aumento de rigidez é maior para geocélulas em posições mais próximas da superfície, de modo que a performance do reforço seja superior para bases em comparação a sub-bases quando observado sobre essa ótica.
- **densidade relativa do material de enchimento:** solos mais densos resultam em compósitos de maior rigidez, visto que, ao dilatarem sob um carregamento imposto, mobilizam a transferência de esforços na interface solo-reforço muito antes em comparação a solos mais soltos, que necessitam de uma contração inicial para permitir o contato grão a grão (Dash, 2010);
- **condições de compactação:** materiais de enchimento bem compactados resultam em compósitos com maior densidade relativa

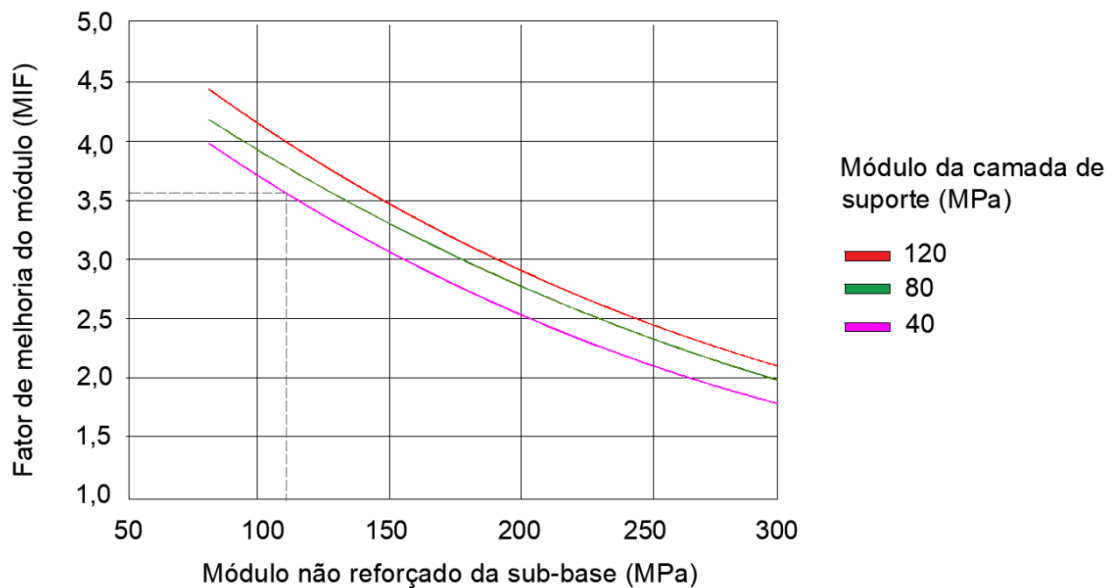
e, portanto, maior rigidez; estudos mostram que as tensões residuais induzidas pela compactação aumentam a rigidez da camada reforçada (Garcia & Avesani Neto, 2021; Yang et al., 2013).

Apesar da observação experimental do impacto das condições de compactação e das características do material no valor do MIF, carece-se de uma racionalização de como incorporar estas condições no cálculo do parâmetro, especialmente em condições *a priori* da construção, ou seja, na fase de projeto – na qual não se dispõe de ensaios de campo ou laboratoriais para sua aferição, por exemplo. Ademais, dado um valor de MIF arbitrado para certa condição em fase de projeto, não se encontra na literatura técnica abordagem clara sobre qual módulo não reforçado o parâmetro deva ser aplicado e se este módulo está sujeito à influência da rigidez da camada de suporte, como ocorre em camadas granulares convencionais. Conforme discutido no item 2.3.2, o módulo referencial de uma camada granular pode sofrer variações em função da espessura dessa camada e da rigidez do subleito.

A diretriz holandesa, elaborada por Vega et al. (2018), introduz uma discussão nesse sentido ao apresentar o conceito de fator de melhoria de suporte (SIF), o qual denota o máximo ganho de rigidez que uma camada granular pode alcançar em função da camada de suporte. Segundo a diretriz, o efeito provocado pelo reforço resulta não apenas das características da geocélula, mas também do comportamento da camada granular, cuja rigidez é limitada e dependente da espessura da própria camada e da condição da camada de suporte, como mostram os métodos da AUSTROADS (2017) e da Shell (1978). Dessa forma, apesar de se obter o módulo da camada reforçada a partir do valor do MIF, o valor resultante é limitado pelo valor de SIF. Por exemplo, para SIF igual a 5 e módulo do subleito de 30 MPa, tem-se para uma camada granular sobreposta a esse subleito um valor máximo de módulo de 150 MPa. Se aplicado o reforço com geocélula nesse material granular, com valor de módulo referencial de 120 MPa, e adotado um valor de MIF igual a 3, o módulo do compósito poderia ser 360 MPa, mas limita-se a 150 MPa devido à condição de suporte. O ábaco de natureza essencialmente empírica, apresentado na diretriz holandesa e indicado na Figura 5, explica essa relação.



**Figura 5. Ábaco para determinação do MIF (exemplo de apresentação sugerido pela diretriz holandesa).**



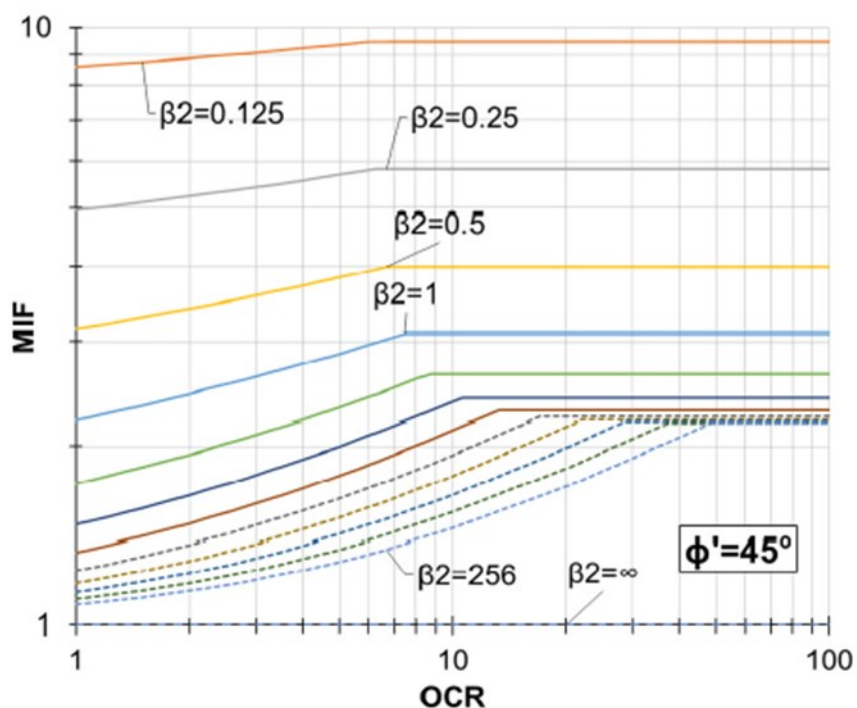
Fonte: adaptado de Vega et al. (2018).

Em sentido contrário, alguns autores apresentaram tentativas de racionalizar a determinação do módulo da camada reforçada. Yang et al. (2013) desenvolveram uma equação constitutiva para cálculo do módulo resiliente da camada reforçada derivando equações empregadas para retroanálise de ensaios triaxiais de materiais granulares convencionais para o caso tridimensional não axissimétrico da geocélula, calibrando-a com ensaios de larga escala. Os autores ainda prescreveram equações para incorporar na formulação constitutiva o efeito das tensões induzidas pela compactação e pelo tráfego, responsáveis pelo aumento do confinamento e da performance da geocélula. Inti e Tandon (2021) apresentaram uma regressão linear para cálculo do MIF, obtida a partir de mais de 12 ensaios de larga escala e 64 simulações numéricas, em que se relaciona o MIF com a altura da geocélula, o cobertura empregado sobre o reforço e o módulo do material de enchimento.

Por sua vez, Garcia e Avesani Neto (2021) desenvolveram uma abordagem analítica para determinação do MIF, senda este estudo a primeira tentativa desse tipo. Os autores apresentam uma formulação que descreve o solo por meio de um modelo constitutivo derivado do modelo hiperbólico de Duncan et al. (1980), considerando a compatibilidade de deformações na interface solo-reforço e as

tensões induzidas pela compactação no material de enchimento. Os dados de entrada são os seguintes parâmetros: ângulo de atrito, peso específico e coeficiente de Poisson do material granular; altura, espessura da parede, rigidez e diâmetro equivalente da geocélula; força de operação máxima e largura do rolo compactador. Os parâmetros são empregados para cálculo dos coeficientes  $\beta_1$  e  $\beta_2$  e da razão de sobreadensamento (RSA ou OCR) do material de enchimento, variáveis adotadas na obtenção do MIF por meio de ábacos definidos para cada valor de ângulo de atrito, como mostra a Figura 6.

**Figura 6. Exemplo de ábaco desenvolvido para cálculo do MIF para materiais granulares com ângulo de atrito de  $45^\circ$ .**



Fonte: Garcia e Avesani Neto (2021).

#### **2.3.4. Interpretações para o pavimento reforçado sob a ótica da teoria do sistema de camadas elásticas**

Segundo de Barros (1965), a análise teórica dos pavimentos é um instrumento de grande valor para compreensão do comportamento do pavimento, para interpretação de resultados experimentais e para generalização de dados empíricos. Dado que os métodos empíricos e semiempíricos disponíveis na prática de infraestrutura de transportes não permitem o dimensionamento para

quaisquer condições, a análise teórica mostra-se como via útil para tratar não apenas de pavimentos convencionais em condições adversas, mas também de pavimentos não convencionais como os reforçados com geocélulas, objeto deste estudo.

Entende-se por análise teórica as formulações disponíveis na literatura para interpretação do sistema de camadas elásticas de um pavimento, especialmente no que tange à obtenção das tensões e deformações neste sistema. A análise baseada nos métodos de Elementos Finitos (MEF) ou no Mecanicista-Empírico (ME) são exemplos de interpretações de um sistema de múltiplas camadas. No caso da segunda, sua origem se relaciona com o desenvolvimento de formulações analíticas que evoluíram, ao longo do tempo, da consideração de uma massa de solo contínua e homogênea submetida a um carregamento, como a solução clássica de Boussinesq (1885), para aproximações do sistema de duas camadas com soluções baseadas no conceito de espessura equivalente (Avesani Neto, 2019; Ivanov, 1962; Odemark, 1949; Palmer & Barber, 1940), até as formulações rigorosas derivadas da Teoria da Elasticidade para avaliação de sistemas com duas, três ou mais camadas (Burmister, 1943, 1945b, 1945a; Fox, 1948; Jones, 1962; Schiffm, 1957).

A solução de Boussinesq (1885) refere-se à interpretação clássica da mecânica dos solos para obtenção da tensão em um meio semi-infinito, isotrópico, homogêneo e perfeitamente elástico, submetido a um carregamento vertical pontual. Esta solução foi ampliada para inúmeras condições geométricas de carregamento, dentre elas a integração elaborada por Love (1928), que forneceu uma formulação para deflexão no caso de carregamento circular flexível distribuído, como indica a Eq. (7), de grande importância para aplicação em pavimentos.

$$s = \frac{2pr(1 - \nu^2)C_s}{E} \quad \text{Eq. (7)}$$

Onde:

r: raio da área de contato circular;

$\nu$ : coeficiente de Poisson do material analisado;

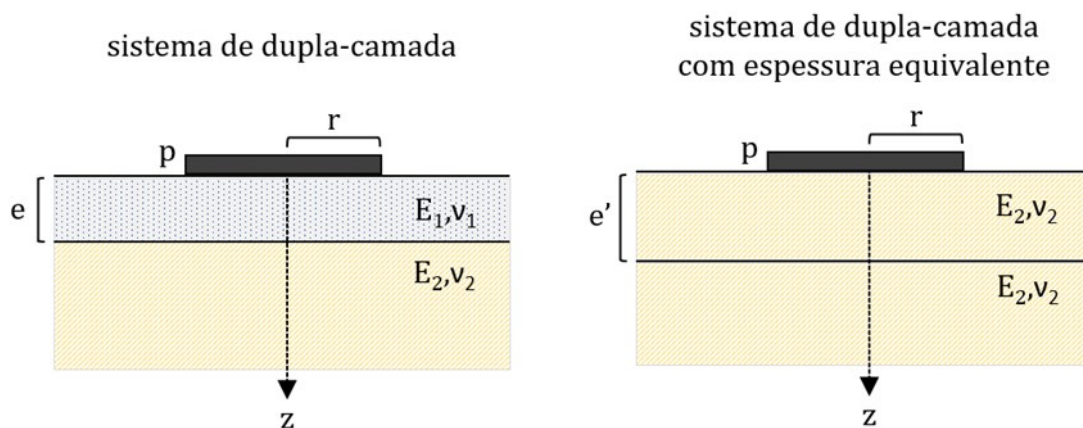
$C_s$ : fator de correção de geometria e rigidez do carregamento, sendo  $C_s = 1,0$  para placa circular flexível e  $C_s = 0,79$  para placa circular rígida;

E: módulo de elasticidade do material analisado;  
p: carregamento circular aplicado;  
s: deflexão;

Em infraestrutura de transportes, a solução de Boussinesq-Love ainda hoje é empregada para interpretação de ensaios de placa que podem ser executados sobre o subleito ou sobre toda a estrutura de um pavimento, a fim de obter neste segundo caso o “módulo de superfície”, representativo do conjunto de camadas sobre a qual o ensaio foi executado. O conceito de “módulo de superfície” (Al-Qadi & Hughes, 2000) é referenciado na literatura sob diferentes denominações, como “módulo de fundação” (Brown, 1996), “módulo equivalente” (Thenn de Barros, 1965; Virgil Ping, Ge, & Godwin, 1995) ou “módulo compósito” (Abu-Farsakh, Alshibli, Nazzal, & Seyman, 2004), e será discutido nos resultados experimentais do presente trabalho.

Em meados da década de 1940, surgiram aproximações para o sistema constituído por duas camadas baseadas no conceito de espessura equivalente que consiste na substituição do pavimento de certa espessura ( $e$ ) por uma espessura equivalente ( $e'$ ) com as propriedades da camada inferior, formando um único sistema homogêneo e uniforme, como mostra a Figura 7. A partir desta hipótese, o meio resultante, assumido uniforme e homogêneo, pode ser avaliado a partir das soluções de Boussinesq-Love apresentadas previamente.

**Figura 7. Representação do sistema de dupla-camada e do sistema de espessura equivalente.**



Fonte: autora.

Para cálculo da espessura equivalente, diferentes autores desenvolveram os chamados fatores de rigidez – razão entre espessura ( $e$ ) e a espessura equivalente ( $e'$ ). Os fatores de rigidez desenvolvidos por Palmer e Barber (1940) e Ivanov (1962) estão indicados respectivamente na Eq. (8) e na Eq. (9). No caso de Odemark (1949), tem-se a espessura equivalente dada pela mesma expressão de Palmer-Barber [Eq. (8)], porém com a incorporação de um fator de correção ( $n$ ) igual a 0,9, o qual foi adotado para convergir os resultados do método com aqueles obtidos a partir da solução rigorosa de Burmister (1943), a ser discutida em sequência.

$$\frac{e'}{e} = n \left( \frac{E_1}{E_2} \right)^{1/3} = n \left\{ \frac{E_1(1 - \nu_2^2)}{E_2(1 - \nu_1^2)} \right\}^{1/3} \quad \text{Eq. (8)}$$

$$\frac{e'}{e} = \left( \frac{E_1}{E_2} \right)^{1/2,5} \quad \text{Eq. (9)}$$

Onde:

$e'$ : espessura equivalente;

$e$ : espessura da camada superior;

$E_1$ : módulo de elasticidade da camada superior;

$E_2$ : módulo de elasticidade da camada inferior;

$n$ : fator de correção, sendo  $n = 1$  para Palmer & Barber (1940) e  $n = 0,9$  para Odemark (1949).

A Eq. (10) apresenta a formulação de Palmer-Barber (1940) para cálculo de deslocamentos no sistema de dupla-camada derivada da solução de Boussinesq-Love.

$$s = \frac{1,5pr^2}{E_2\sqrt{r^2 + e'^2}} \quad \text{Eq. (10)}$$

As formulações para cálculo de deslocamentos, baseadas no conceito de espessura equivalente, podem ser reescritas e generalizadas a partir da inserção de um parâmetro  $F$  na expressão de Boussinesq-Love, como mostra a Eq. (11). Os parâmetros elásticos adotados na expressão ( $E_2$  e  $\nu_2$ ) referem-se justamente à camada inferior para a qual o sistema foi transformado por meio da espessura

equivalente. Os fatores F para as soluções de Palmer-Barber (1940) e Odemark (1949) estão indicados respectivamente na Eq. (12) e na Eq. (13). As soluções apresentadas têm em comum o valor de coeficiente de Poisson de 0,5 suposto igual para ambas as camadas.

$$s = \frac{2pr(1 - \nu_2^2)}{E_2} F \quad \text{Eq. (11)}$$

$$F = \frac{E_2}{E_1} \left[ 1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{e}{r}\right)^2 \left(\frac{E_1}{E_2}\right)^{\frac{2}{3}}}} \right] + \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{e}{r}\right)^2 \left(\frac{E_1}{E_2}\right)^{\frac{2}{3}}}} \quad \text{Eq. (12)}$$

$$F = \frac{E_2}{E_1} \left[ 1 - \frac{1}{\sqrt{1 + n_1 \left(\frac{e}{r}\right)^2}} \right] + \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{e}{r}\right)^2 \left(\frac{E_1}{E_2}\right)^{\frac{2}{3}}}} \quad \text{Eq. (13)}$$

Onde:

$n_1$ : fator de correção, sendo  $n_1 = 0,9$  para Odemark (1949).

Recentemente, Avesani Neto (2019) apresentou uma solução para o sistema de dupla-camada baseada no conceito de espessura equivalente, em que é possível arbitrar valores distintos de coeficientes de Poisson para a camada superior e inferior. As formulações apresentadas na Eq. (14) à Eq. (16) são especialmente úteis para aplicação em pavimentos reforçados com geocélula, visto que permitem caracterizar elasticamente o compósito de modo distinto do subleito, tanto por meio do módulo de elasticidade (E), quanto pelo coeficiente de Poisson ( $\nu$ ).

$$F = \frac{E_2(1 - \nu_1^2)}{E_1(1 - \nu_2^2)} F' + F'' \quad \text{Eq. (14)}$$

$$F' = 1 - \left\{ \left[ \left(1 + \left(\frac{e}{r}\right)^2\right)^{\frac{1}{2}} - \frac{e}{r} \right] \left[ 1 + \frac{e/r}{2(1 - \nu_1) \left(1 + \left(\frac{e}{r}\right)^2\right)^{\frac{1}{2}}} \right] \right\} \quad \text{Eq. (15)}$$

$$F'' = 1 - \left\{ \left[ \left( 1 + \left( \frac{e'}{r} \right)^2 \right)^{\frac{1}{2}} - \frac{e'}{r} \right] \left[ 1 + \frac{e'/r}{2(1 - \nu_2) \left( 1 + \left( \frac{e'}{r} \right)^2 \right)^{\frac{1}{2}}} \right] \right\} \quad \text{Eq. (16)}$$

Onde:

e: espessura da camada superior;

e': espessura equivalente obtida pela Eq. (8).

Durante o mesmo período do desenvolvimento das soluções aproximadas pela teoria das espessuras equivalentes, em meados dos anos 1940, surgiram soluções rigorosas, isto é, essencialmente teóricas e derivadas da Teoria da Elasticidade, para aplicação em dupla-camada (Burmister, 1943; Fox, 1948) e em tripla-camada (Burmister, 1945b, 1945a; Jones, 1962; Schiffm, 1957).

Burmister (1943) apresentou a primeira solução desse tipo baseada na extensão da solução de Boussinesq-Love com o auxílio de funções auxiliares de Bessel, considerando condições específicas de contorno e continuidade na interface entre as duas camadas. A solução é fornecida em formato de ábacos para o valor de F, dado em função da razão de módulos  $E_1/E_2$  e da razão entre a espessura da camada superior e o raio de carregamento  $e/r$ , sob a hipótese de coeficiente de Poisson igual a 0,5 para ambas as camadas. Os valores de F permitem o cálculo da deflexão total na superfície de um sistema de dupla-camada com interface rugosa submetido a um carregamento circular, conforme apresentado na Eq. (11).

Em sequência, Burmister apresentou a solução para sistemas de dupla camada com interface lisa, bem como sua expansão para aplicação em sistemas formados por três camadas (Burmister, 1945b, 1945a). Posteriormente, a solução foi reapresentada para cálculo de deformações verticais e tensões verticais e cisalhantes, considerando coeficiente de Poisson de 0,2 para camada superior e 0,4 para camada inferior (Burmister, 1962). A partir da integração das formulações de Burmister, Fox (1948) obteve soluções para cálculo das tensões

verticais, radiais, tangenciais e cisalhantes na interface do sistema de dupla camada, apresentadas no formato de tabelas.

Em função do avanço da capacidade computacional, as soluções rigorosas apresentadas em tabelas e gráficos foram implementadas em softwares, como o ELSYM5, SHELL BISAR, dentre outros, permitindo a interpretação do chamado sistemas de camadas elásticas (R. G. Hicks & McHattie, 1982). Estes programas foram os embriões de softwares empregados atualmente na análise Mecanicista-Empírica de pavimentos flexíveis, que hoje são capazes de incorporar o comportamento viscoelástico de revestimentos asfálticos, ou atribuir modelos elásticos não-lineares para os materiais granulares constituintes.

Apesar da evolução discutida, as soluções analíticas de sistemas de dupla-camadas podem ser muito úteis em retroanálise de ensaios de campo, como ensaios de placa (Tamrakar & Nazarian, 2018), ou aplicações de uso expedito para estimativa inicial da espessura de pavimentos reforçados (Avesani Neto, 2019). O presente trabalho busca, também, discutir a aplicação destas soluções para interpretação de pavimentos reforçados com geocélula.



### **3. MATERIAIS E MÉTODOS**

O caso de estudo do presente trabalho se refere a análise de um trecho experimental na faixa lateral (do inglês *runway strip*) de um pavimento aeroportuário localizado no Brasil. O trecho foi dividido em seção reforçada com geocélula e em seção de controle não reforçada, submetido a uma campanha de ensaios de campo, como ensaios de placa, Viga Benkelman, DCP e CBR *in situ*. Complementarmente, realizaram-se ensaios laboratoriais para caracterização física dos seus materiais geotécnicos constituintes. Os ensaios e seus resultados foram gentilmente disponibilizados para a elaboração dessa pesquisa, sendo mantido locais, pessoas e empresas em completo sigilo.

Os ensaios de campo tinham como principal objetivo a avaliação do comportamento tensão-deslocamento de cada camada do pavimento para obtenção de seus respectivos módulos de elasticidade, em especial da camada reforçada. Os módulos foram obtidos por meio de retroanálise empregando-se soluções analíticas do sistema de dupla-camada e software baseado na Teoria do Sistema de Camadas Elásticas. A caracterização elástica das camadas possibilitou calcular o fator de melhoria do módulo (MIF) ocasionado pelo reforço sob diversas condições de espessura de pavimento e de subleito. Também se empregou uma metodologia analítica para determinação de valores teóricos do fator MIF. A comparação dos valores de MIF obtidos experimentalmente com valores teóricos analíticos, bem como valores referenciais disponíveis na literatura, promoveu discussões acerca de como este parâmetro deve ser aplicado em fase de projeto.

#### **3.1. PISTA EXPERIMENTAL**

##### **3.1.1. Breve contexto geológico-geotécnico**

O trecho experimental do estudo foi executado adjacente a uma faixa lateral de um pavimento aeroportuário. A execução do trecho se insere em uma campanha ampla para avaliação do reforço a ser empregado para a infraestrutura aeroportuária na região, que consta de subleito de baixa capacidade de suporte.

O contexto geológico-geotécnico na qual o subleito local se insere refere-se a formações por depósitos sedimentares de origem lagunar ou aluvionar. Esse

domínio compreende litologias do Quaternário, como os depósitos aluvionares formados por areias grossas a finas e sedimentos síltico-argilosos. A região em estudo pode ser classificada como um extenso depósito superficial de argila mole na região de várzea fluvial. Nessa perspectiva, a deposição recente e a origem lacustre-aluvionar das argilas locais justificam seu comportamento de baixa capacidade de suporte, como se verificou por meio da caracterização física e dos ensaios em campo executados no subleito local, conforme será discutido.

### **3.1.2. Seções-teste**

A faixa experimental consistiu em uma via não revestida, com dimensões de 30,0 m de extensão por 8,0 m de largura, dividida em duas seções principais com 4,0 m de largura cada seção, sendo uma seção reforçada com geocélula e uma seção controle não reforçada.

A seção de controle foi constituída pelo subleito local argiloso sobreposto por camada granular de brita graduada simples (BGS) de espessura de 790 mm. Por sua vez, a seção reforçada foi composta pelo subleito local argiloso, sobreposto por uma camada de BGS de 220 mm seguida por uma camada de BGS reforçada com geocélula de 170 mm, sendo a geocélula com 120 mm de altura e a sobrecamada granular em seu topo de 50 mm. A Figura 8 apresenta o perfil esquemático do trecho experimental com as seções indicadas.

**Figura 8. Perfil das seções reforçada e não reforçada do trecho experimental.**



Nota: dimensões em mm.

Fonte: autora.

O cobrimento de 50 mm sobre a geocélula decorre da necessidade de sua proteção para a passagem do tráfego, sendo recomendado por Han (2013) uma espessura de sobrecamada entre 50 e 75 mm para evitar danos na geocélula.

A definição das seções-teste não foi escopo desse estudo e provém da concepção original do trecho aeroportuário em questão. O projeto original buscou o dimensionamento da seção reforçada e não reforçada com as mesmas condições em termos de capacidade estrutural. Entretanto, é importante elucidar que a solução inicial previa para a seção não reforçada um material granular menos nobre, como a bica corrida, o que não se materializou na construção do trecho, executado com brita graduada simples devido à disponibilidade desta.

A concepção da pista experimental em termos de objetivo, caracterização do subleito e definição do programa de ensaios de campo para avaliação de performance do trecho estão de acordo com as recomendações apresentadas por Giroud e Han (2016b). Os autores elaboraram um guia para auxiliar na avaliação de campo de pavimentos não revestidos e reforçados com geossintéticos, sendo as diretrizes propostas distintas a depender do objetivo da avaliação, a qual pode se referir ao controle de qualidade, à avaliação dos benefícios do geossintético analisado ou a um estudo comparativo.

### 3.1.3. Sequência executiva

A execução da faixa experimental consistiu na abertura de uma trincheira de 80 cm de profundidade e com dimensões em planta conforme indicado. O material do fundo da trincheira, correspondente ao subleito, foi coletado para caracterização física. Ainda no subleito, realizaram-se ensaios DCP e abertura de trincheiras para coleta de amostras indeformadas para ensaios de CBR *in situ*. O primeiro conjunto de ensaios de placa e Viga Benkelman também foram realizados (Série A). Em sequência, procedeu-se pela execução das camadas granulares subsequentes.

A primeira camada foi executada com 220 mm de BGS para ambos os trechos (reforçado e não reforçado), obtendo-se um grau de compactação igual a 99,9%, onde foi realizado a segunda etapa de ensaios (Série B).

No trecho não reforçado, a camada de 220 mm foi complementada com 170 mm de BGS, totalizando uma camada granular com total de 390 mm de espessura e grau de compactação (GC) de 100,5%, onde foi realizada uma nova etapa dos ensaios (Série C). Por fim, no trecho não reforçado, executou-se uma nova camada de 400 mm de BGS, obtendo-se GC de 100,2%, e gerando uma camada total de 790 mm para a realização de mais uma etapa dos ensaios (Série D).

No trecho reforçado, executou-se, sobre a camada inicial de 220 mm de BGS uma camada reforçada com geocélula de 120 mm de espessura com sobrecamada de 50 mm de BGS, totalizando 170 mm. O grau de compactação obtido para esta camada reforçada foi de 96% (sendo esse resultado analisado a seguir) e uma nova série de ensaios foi executada (Série E). A instalação da geocélula durante esta etapa está indicada na Figura 9.

**Figura 9. Instalação da geocélula no trecho experimental.**



Fonte: Acervo pessoal de Avesani Neto (2020).

O equipamento empregado para a compactação do material granular foi um rolo liso vibratório de comprimento 2,13 m, com carga estática linear da ordem 60 kg/cm e com força máxima de 12,5 kN.

Considerando que a pista experimental foi compactada com o mesmo equipamento e igual número de passadas, i. e. mesma energia de compactação, a seção reforçada apresentou um valor de grau de compactação (96%) inferior em relação aos valores de 100% obtidos para a seção não reforçada. Esta observação pode decorrer possivelmente da rigidez das paredes da geocélula, uma vez que a presença desse tipo de reforço induz parte das tensões residuais ocasionadas pela compactação sejam absorvidas e transmitidas à própria geocélula, a qual as transfere de volta para o solo de enchimento após o término da compactação, causando um aumento de confinamento residual típico do processo de pós-compactação (Garcia & Avesani Neto, 2021; Pei & Yang, 2018). Pei e Yang (2018) discutem o desenvolvimento de tensões pós-compactação em uma seção reforçada com geogrelha, elucidando que um número maior de passagens do rolo de compactação pode ser necessário para mobilizar o benefício do reforço com geogrelha, especialmente no caso de subleitos de baixa capacidade de suporte. O conceito de tensões induzidas pela compactação é amplamente discutido por Ehrlich et al. (2012) e sua interpretação para o

compósito formado por solo e geocélula é discutida em Garcia e Avesani Neto (2021). Portanto, devido à maior rigidez das paredes da geocélula, níveis mais elevados de tensões horizontais podem ser necessários para mobilizar sua rigidez e induzir o confinamento esperado para esse tipo de reforço, de modo análogo ao observado por Pei e Yang (2018) para geogrelhas - o que pode levar à necessidade de aplicação de maiores níveis de energia durante a compactação para atingir o mesmo grau de compactação das camadas granulares não reforçadas.

A densidade relativa do compósito formado pela geocélula é fundamental para seu desempenho, pois está intimamente relacionada ao mecanismo de confinamento proporcionado por esse tipo de geossintético (Giroud & Han, 2016b). Dash (2010) aponta que a maior densidade relativa do material de enchimento da geocélula reduz o recalque superficial devido ao aumento de resistência proporcionado ao subleito e ao efeito de ancoragem promovido pelo anteparo formado pela geocélula, ambos resistindo ao movimento descendente, em oposição ao solo de menor densidade relativa que não apresenta ancoragem suficiente nas extremidades do anteparo formado pela geocélula. Além disso, Pokharel et al. (2011) observaram que estruturas de pavimentos reforçadas com geocélulas com menor grau de compactação podem ter reduzido seus benefícios de melhoria da rigidez. Portanto, é importante avaliar se o grau de compactação relativa de 96% alcançado permite o ótimo desempenho da geocélula, o que foi verificado nos resultados dos ensaios VB e PCP do presente estudo e será discutido oportunamente.

Outro aspecto importante sobre o controle de qualidade da compactação para estruturas de pavimentos e aterros foi discutido em um relatório elaborado pelo NCHRP (Nazarian et al., 2014). Em substituição ao peso máximo seco específico empregado na determinação do grau de compactação, os autores apresentaram uma proposta de controle de qualidade de compactação baseada na retroanálise do módulo elástico ou resiliente a partir de ensaios de campo, usando este valor como parâmetro de controle. A metodologia proposta foi comparada com o procedimento tradicional em diversos estudos de caso, verificando-se uma ligeira variação de módulos para valores de graus de compactação entre 96% e 100% - faixa muito próxima à apresentada neste estudo. Sendo assim, para o

estudo proposto no presente trabalho, baseado na retroanálise do módulo de elasticidade em condição de campo, espera-se que as camadas granulares reforçadas e não reforçadas sejam equivalentes em termos de compactação relativa, como corroborado pelas conclusões de Nazarian et al. (2014).

### **3.2. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS**

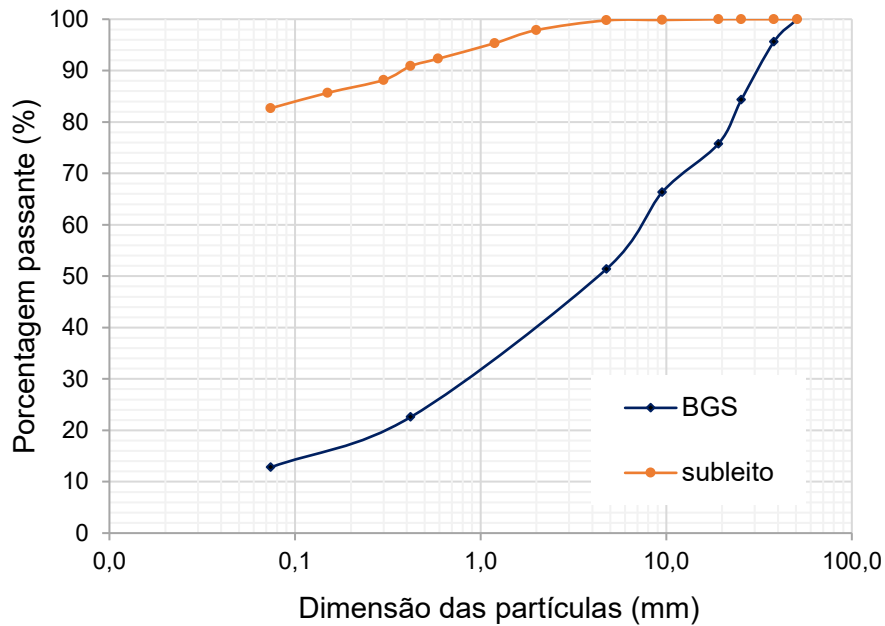
#### **3.2.1. Subleito**

O trecho experimental foi executado diretamente sobre o subleito local em condição natural de campo. A caracterização do subleito foi realizada a partir de amostras deformadas coletadas previamente à construção do trecho. Complementarmente, procedeu-se pela caracterização do subleito *in situ* por meio de ensaios DCP e ensaios de placa, bem como pela coleta de amostras indeformadas para determinação do CBR *in situ*. Os ensaios de campo serão discutidos no item 3.3.

A análise granulométrica do material foi obtida a partir de peneiramento das amostras segundo a ABNT NBR 7181 (2016a). A porcentagem de finos, indicada pela porcentagem passante na peneira nº200 (0,075 mm), foi de 82,7%, conforme se apresenta a curva granulométrica da Figura 10.

A determinação dos limites de Atterberg foi feita conforme procedimentos preconizados pelas normas ABNT NBR 6459 (2016d) e ABNT NBR 7180 (2016e) e resultou em limite de liquidez (LL) de 65% e índice de plasticidade (IP) de 31%.

**Figura 10. Distribuição granulométrica do solo do subleito e da brita graduada simples (BGS).**



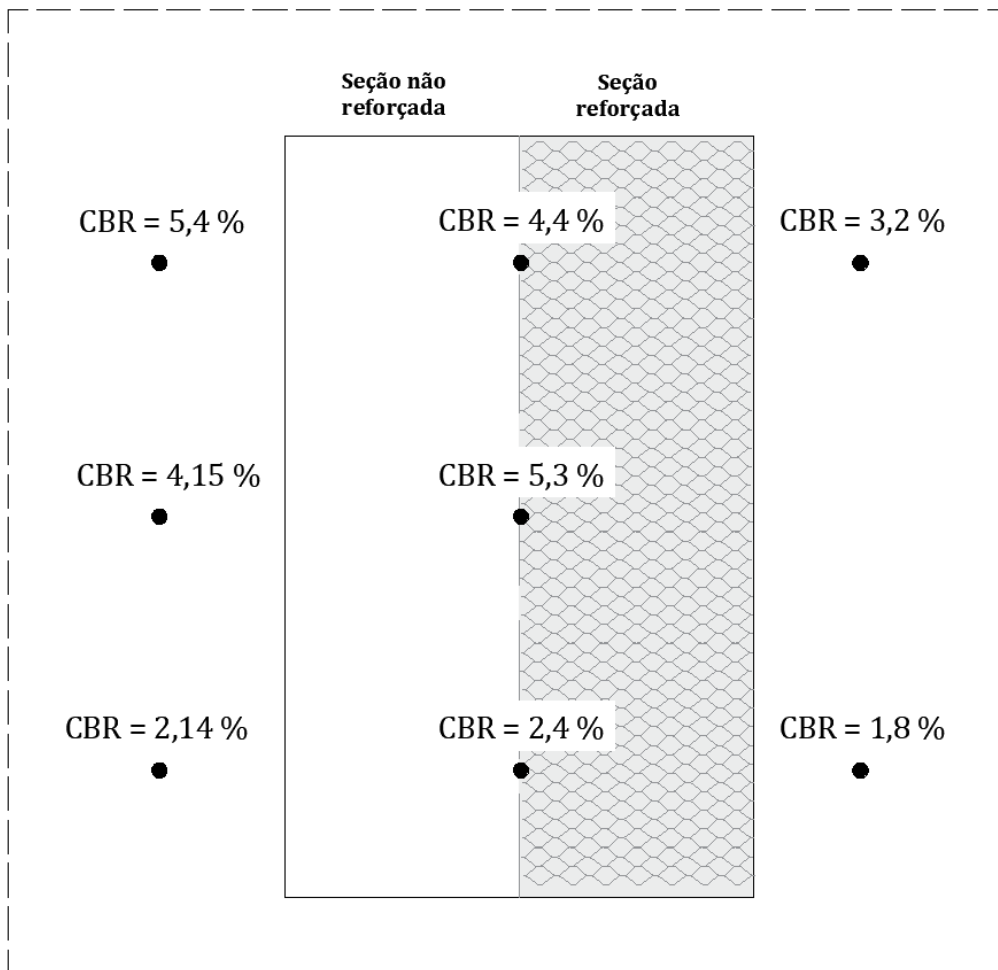
Fonte: autora.

Segundo o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), os índices físicos acima indicados levam o solo a ser classificado na categoria CH, ou seja, um material do tipo argiloso de alta plasticidade, devido sua granulação fina (porcentagem de finos superior a 50%) e alto índice de plasticidade. Segundo a classificação da *Highway Research Board* (HRB) empregada pela AASHTO, o material se refere ao tipo A-7-5, indicativo de solos argilosos de baixa capacidade de suporte.

Para determinação do CBR *in situ*, as amostras indeformadas foram coletadas por meio de cravação de cilindro em poços de inspeção de 1m x 1m escavados no interior e ao redor do trecho e, em laboratório, estas amostras foram submetidas à saturação e ensaiadas conforme a ABNT NBR 9895 (2016c). A Figura 11 apresenta uma locação esquemática dos pontos de coleta de amostras na região do trecho experimental e os resultados dos ensaios.



**Figura 11. Locação esquemática dos pontos de coletas indeformadas para obtenção do CBR in situ.**



Fonte: autora.

Os resultados do ensaio CBR variaram de 1,8 a 5,4%, com valor médio de 3,6% e desvio padrão de 1,4%. Ao analisar os ensaios realizados apenas no interior dos limites do trecho experimental, verifica-se um valor médio de CBR de 4% e desvio padrão de 1,2, com coeficiente de variação (CV) de 30%. Apesar dos resultados indicarem variabilidade, seguindo as recomendações apresentadas em Giroud e Han (2016a) para avaliação de campo em estudos comparativos, Phoon (2007) indica que CVs obtidos para propriedades geotécnicas que variam de 10% a 30% são considerados baixos. Nessa perspectiva, o subleito local em condição natural, não submetido a nenhum tipo de tratamento ou estabilização, pode ser considerado aproximadamente uniforme. A avaliação do subleito, em termos de uniformidade e desempenho, também será realizada com base nos resultados dos ensaios PCP e VB executados no trecho experimental.

### **3.2.2. Material granular**

O material empregado nas camadas granulares consiste em uma brita graduada simples (BGS). A análise granulométrica do material foi realizada por meio de peneiramento segundo a norma ABNT NBR 7181 (2016a) e resultou na curva indicada na Figura 10 (p. 64). Segundo a SUCS, o material pode ser classificado como categoria GM, que consiste em solo em pedregulhos com parcela de porcentagem de finos superior a 12%. Pela classificação da HRB da AASHTO, a brita se configura como tipo A-1-b.

A curva de compactação característica da BGS, obtida em ensaio Proctor modificado conforme ABNT NBR 7182 (2016b), tem seu ponto máximo dado pela massa específica aparente seca máxima de  $2,177 \text{ kg/cm}^2$  e teor de umidade ótima de 4,8%. A energia de compactação modificada foi empregada tendo em vista as recomendações prescritas pela norma AC 150/5320-6G (FAA, 2020), usualmente adotada para dimensionamento de pavimentos aeroportuários, objetivo fim do trecho experimental construído. Durante a execução do trecho, coletaram-se amostras deformadas simples para determinação da densidade *in situ* por meio do procedimento da DNER-ME 092 (1994). Os teores de umidade obtidos foram da ordem de 4,5 a 4,8%, indicativo de que as camadas foram compactadas no ramo seco, muito próximo ao seu valor ótimo.

Adicionalmente, o material foi caracterizado segundo sua resistência à penetração pelo ensaio CBR, segundo a norma ABNT NBR 9895 (2016c), resultando em um valor de 111,9%.

### **3.2.3. Geocélula**

A geocélula empregada na seção reforçada do trecho experimental tem material polimérico constituinte conhecido por NPA. A geometria da célula é em formato “colmeia” com distância entre soldas na abertura máxima de 245 x 210 mm, com parede de altura igual a 120 mm e espessura de 1,5 mm. Outra propriedade geométrica se refere à área da célula de  $0,025 \text{ m}^2$ , a qual corresponde a um diâmetro equivalente de 178,4 mm.

Dentre as propriedades mecânicas do reforço, tem-se módulo dinâmico de elasticidade superior a 775 MPa, medido à temperatura de 30°C conforme

procedimento descrito pela ASTM E2254 (2013). Considerando a espessura de 1,5 mm, a rigidez da parede da geocélula resulta em 1162,5 kN/m. A resistência mínima das juntas em situação perfurada e não perfurada por meio do procedimento ISO 10319 (2015) resultou em 23 kN/m e 19 kN/m, respectivamente.

As propriedades da geocélula supracitadas foram obtidas a partir do catálogo do fabricante (PRS, 2020).

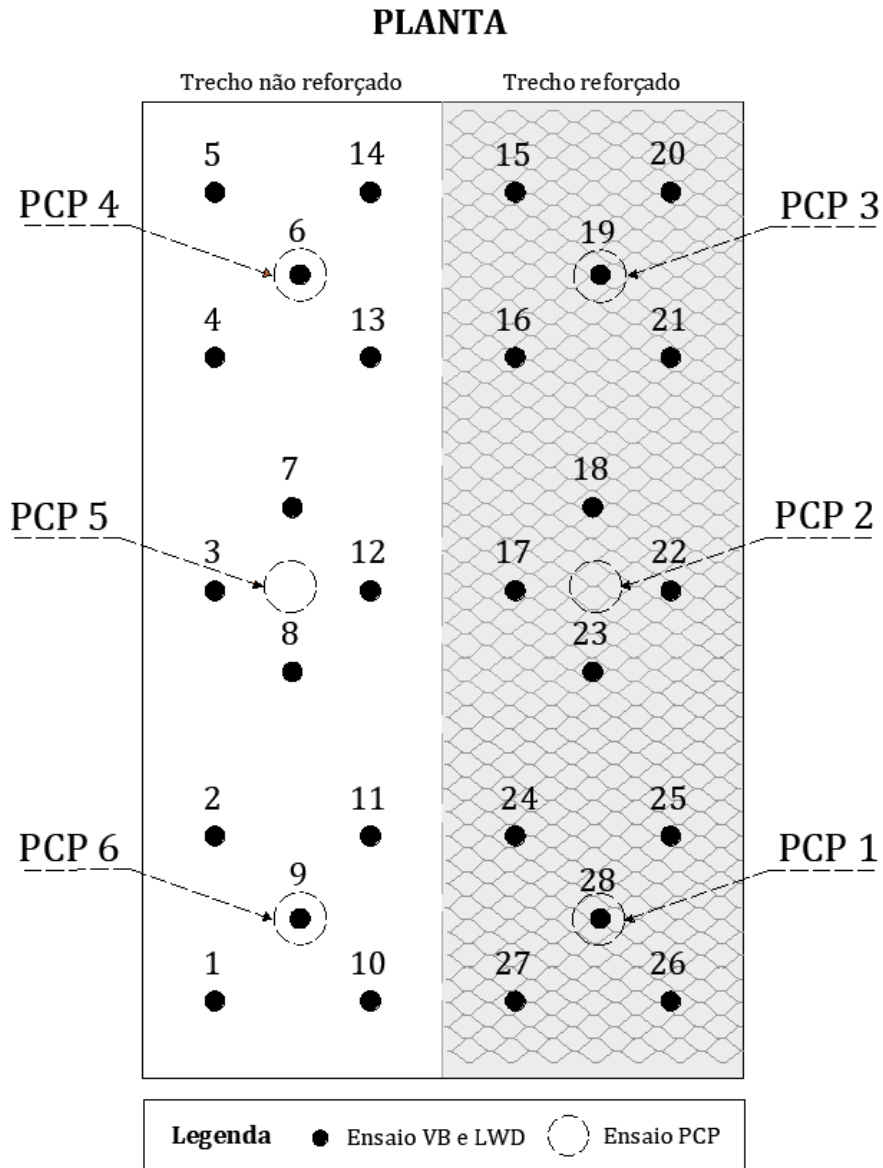
### **3.3. ENSAIOS DE CAMPO**

A campanha de ensaios de campo no trecho experimental teve como objetivo possibilitar a caracterização elástica de cada camada das seções-teste, incluindo o subleito em sua condição *in situ*. Na prática de infraestrutura de transportes, é comum o emprego de ensaios de campo para avaliação estrutural e verificação da integridade das camadas do pavimento após sua construção e durante sua vida útil (Giroud & Han, 2016b). Os ensaios mais empregados nesse sentido são os de tipo não destrutivos, como FWD, LWD e Viga Benkelman.

No trecho experimental, o programa consistiu na execução dos seguintes ensaios: prova de carga em placa (PCP) e Viga Benkelman (VB), para obtenção do comportamento tensão x deslocamento e posterior retroanálise do módulo de elasticidade. No caso do subleito, executaram-se complementarmente ensaios DCP para medida de sua resistência *in situ*.

Os ensaios PCP e VB foram executados em 5 elevações da seção transversal, correspondentes ao subleito (Série A) no trecho reforçado e não reforçado; às camadas granulares não reforçadas de espessura de 220 mm (Série B), de 390 mm (Série C), de 790 mm (Série D); e à camada reforçada (Série E). Estas séries se repetiram em diferentes pontos do trecho experimental, totalizando 18 ensaios PCP e 84 ensaios VB, como mostra a locação em planta e em perfil da Figura 12.

Figura 12. Representação em planta e em perfil da campanha de ensaios no trecho experimental.



Fonte: autora.

A Tabela 5 resume os ensaios executados e sua nomenclatura adotada nas análises do presente estudo.

**Tabela 5. Campanha de ensaios adotada no trecho experimental.**

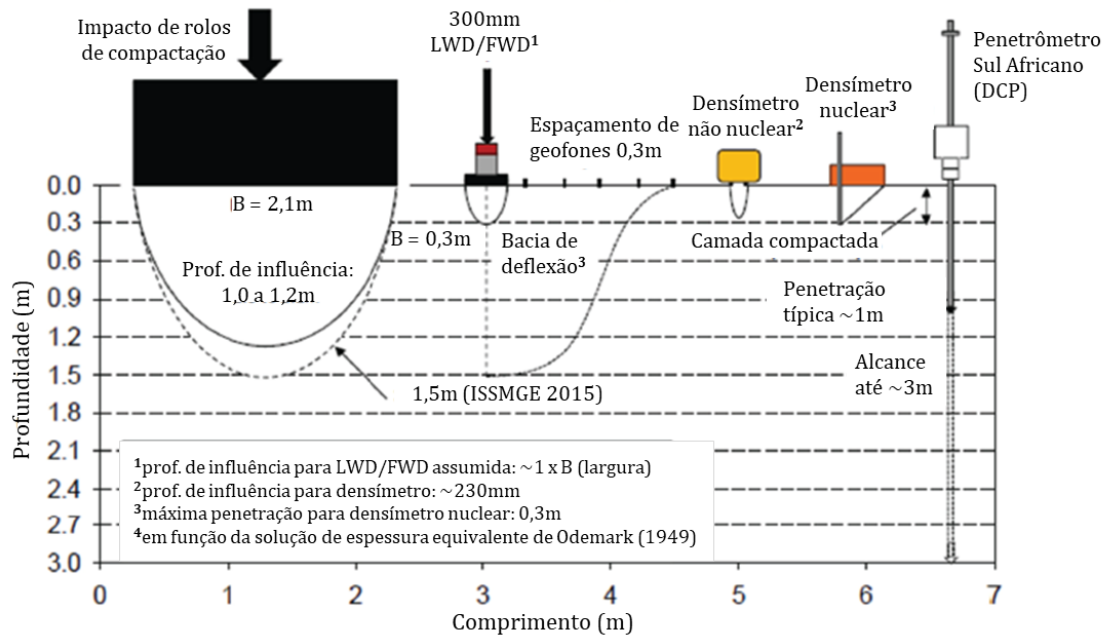
Camada	Series	Número de ensaios VB	Número de ensaios de placa
Subleito	A	28	A1 a A6
Camada de BGS de 220 mm	B	14	B1 a B3
Camada de BGS de 390 mm	C	14	C4 a C6
Camada de BGS de 790 mm	D	14	D4 a D6
Camada de BGS reforçada com geocélula	E	14	E1 a E3

Fonte: autora.

É importante ressaltar que a adoção de ensaios de caráter distintos não visou comparar os resultados obtidos em um ensaio com aqueles obtidos por outro. O objetivo fim se fundamentou no cálculo do fator de melhoria do módulo (MIF) para cada tipo de ensaio, após a obtenção dos módulos de elasticidade na situação reforçada e não reforçada, de modo direto ou indireto pela retroanálise. Ainda, buscou-se avaliar como os módulos variam em função da espessura da camada e da condição do subleito, dentro da amostragem de um mesmo ensaio.

A comparação dos resultados entre ensaios distintos não se mostrou possível devido suas particularidades próprias, como quantidade e dimensões dos carregamentos, magnitude das deflexões medidas e do carregamento aplicado e rigidez do anteparo empregado. Os autores George Chang e Qinwu Xu (2011) discutem também sobre os alcances em profundidade distintos obtidos por ensaios tipicamente empregados na prática de pavimentos, o que se explica pelo bulbo de tensões diferente provocado pela geometria do anteparo e pelo nível de tensões aplicada em cada caso, como se ilustra na Figura 13.

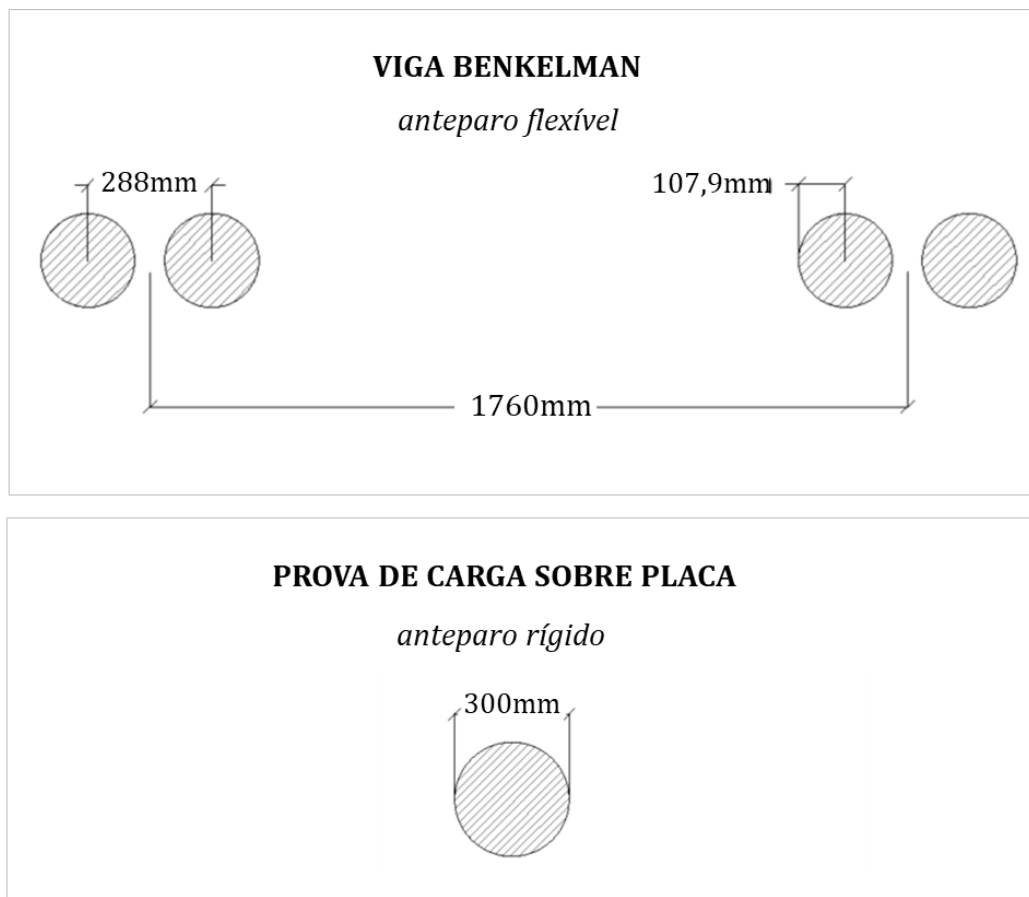
**Figura 13. Profundidade de influência de diferentes tipos de ensaios empregados para caracterização elástica de camadas compactadas.**




Fonte: adaptado de George Chang e Qinwu Xu (2011).

Notam-se também diferenças entre a condição de carregamento do ensaio PCP, placa circular rígida e de carregamento única, e do ensaio VB, carregamento duplo circular e flexível representativo dos pneus. A condição de rigidez do anteparo afeta diretamente os seus resultados. A Figura 14 resume a diferença entre a geometria do carregamento e os pontos de aplicação de carga em planta, distintos entre o ensaio PCP e o ensaio VB.

**Figura 14. Condições de geometria e carregamento dos ensaios VB e PCP.**



**LEGENDA**

 Área de aplicação da carga (em planta)

Fonte: autora.

Outro ponto fundamental se refere ao nível de deformação, menor no caso dos ensaios VB, o que se reflete na resposta elástica (em termos quantitativos) das camadas granulares e do reforço, dependente desse nível de deformação.

Dadas as condições particulares discutidas para cada ensaio, os valores obtidos para os módulos resultaram de magnitude distintas, conforme será discutido no capítulo 4 - Resultados.

**3.3.1. Ensaios de prova de carga em placa (PCP)**

O ensaio PCP é conhecido historicamente devido sua aplicação para projeto de pavimentos desde a década de 1940, especialmente nos Estados Unidos e na

Europa, bem como para validação de soluções da Teoria da Elasticidade para sistemas de dupla-camada (Virgil Ping et al., 1995). Nessas primeiras décadas, o conceito de módulo resiliente ainda era incipiente, e o PCP era comumente aplicado para determinar o coeficiente de reação ( $k_s$ ) do subleito e de bases e sub-bases, ou o próprio módulo de elasticidade (E).

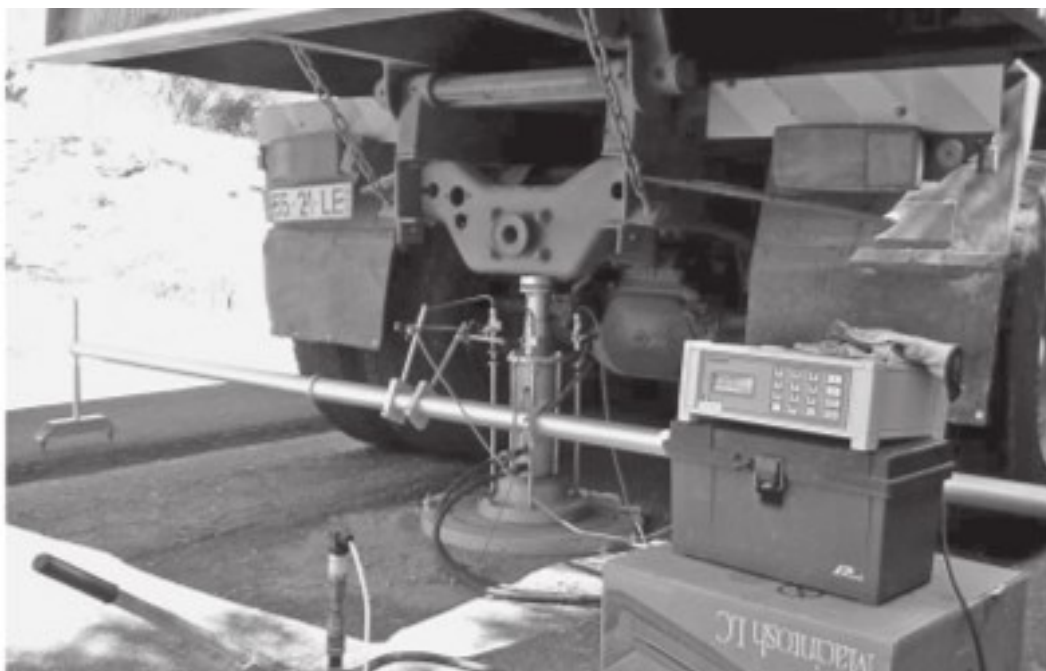
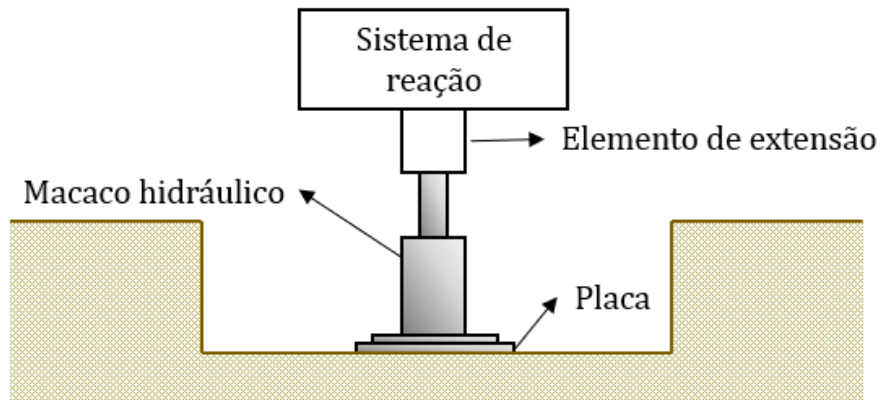
O módulo obtido pelo PCP estático representa uma condição estática ao invés da condição de carregamento dinâmico verificada com o tráfego, sendo esta última representada mais recentemente por ensaio de placa cíclicos. No entanto, apesar dessa limitação, vários estudos em condição estática foram conduzidos para avaliar as propriedades do pavimento (Abu-Farsakh et al., 2004; Tamrakar & Nazarian, 2018), inclusive os parâmetros elásticos de pavimentos reforçados com geogrelhas e geocélulas (Avesani Neto, 2019; Rajagopal et al., 2012; Saride, Gautam, Madhav, & Vijay, 2016; Siabil, Tafreshi, & Dawson, 2020; White & Vennapusa, 2017).

No trecho experimental, realizaram-se 18 ensaios PCP estáticos referentes às elevações previamente descritas pelas Séries A à E, considerando seis zonas distintas do trecho em planta, sendo três dessas zonas na seção reforçada e outras três na seção não reforçada. Os ensaios foram nomeados conforme descrito na Tabela 5 (item 3.3, p. 69).

O ensaio consistiu na aplicação de um carregamento gradual utilizando uma placa de aço circular de 300 mm de diâmetro, de acordo com a norma DIN 18134 (2012). O sistema de carregamento foi composto por uma bomba hidráulica conectada a um macaco hidráulico. Um transdutor de carga foi utilizado entre a placa de carregamento circular e o macaco hidráulico para registrar a carga aplicada em cada estágio, como mostra ilustrativamente a Figura 15. O dispositivo de medição de recalque era composto por dois transdutores de deslocamento, posicionados em ambos os lados da placa de carregamento, com resolução de 0,1 mm.



**Figura 15. (a) Representação esquemática do aparato do ensaio de prova de carga sobre placa. (b) Execução do ensaio em campo.**



Fonte: adaptado de Fernandes (2020).

O teste consistiu na aplicação de dois ciclos de carregamento sucessivos. No primeiro ciclo de carregamento, a carga foi aplicada em pelo menos seis etapas com valores de incremento aproximadamente iguais, até atingir a carga máxima. O descarregamento também foi realizado em etapas, correspondendo a 50% e 25% da carga máxima atingida. O segundo ciclo de carregamento foi realizado até atingir o carregamento correspondente ao penúltimo estágio do primeiro ciclo. Para cada estágio, a carga foi mantida constante por dois minutos no caso dos ensaios no subleito e um minuto para os ensaios nas camadas de BGS. A carga estática vertical máxima aplicada na fase final do carregamento foi de 750 kPa e o módulo de elasticidade foi determinado usando o ciclo de

recarregamento. O capítulo 3.4 discutirá como os módulos foram obtidos a partir dos resultados desse ensaio.

### **3.3.2. Ensaio de Viga Benkelman**

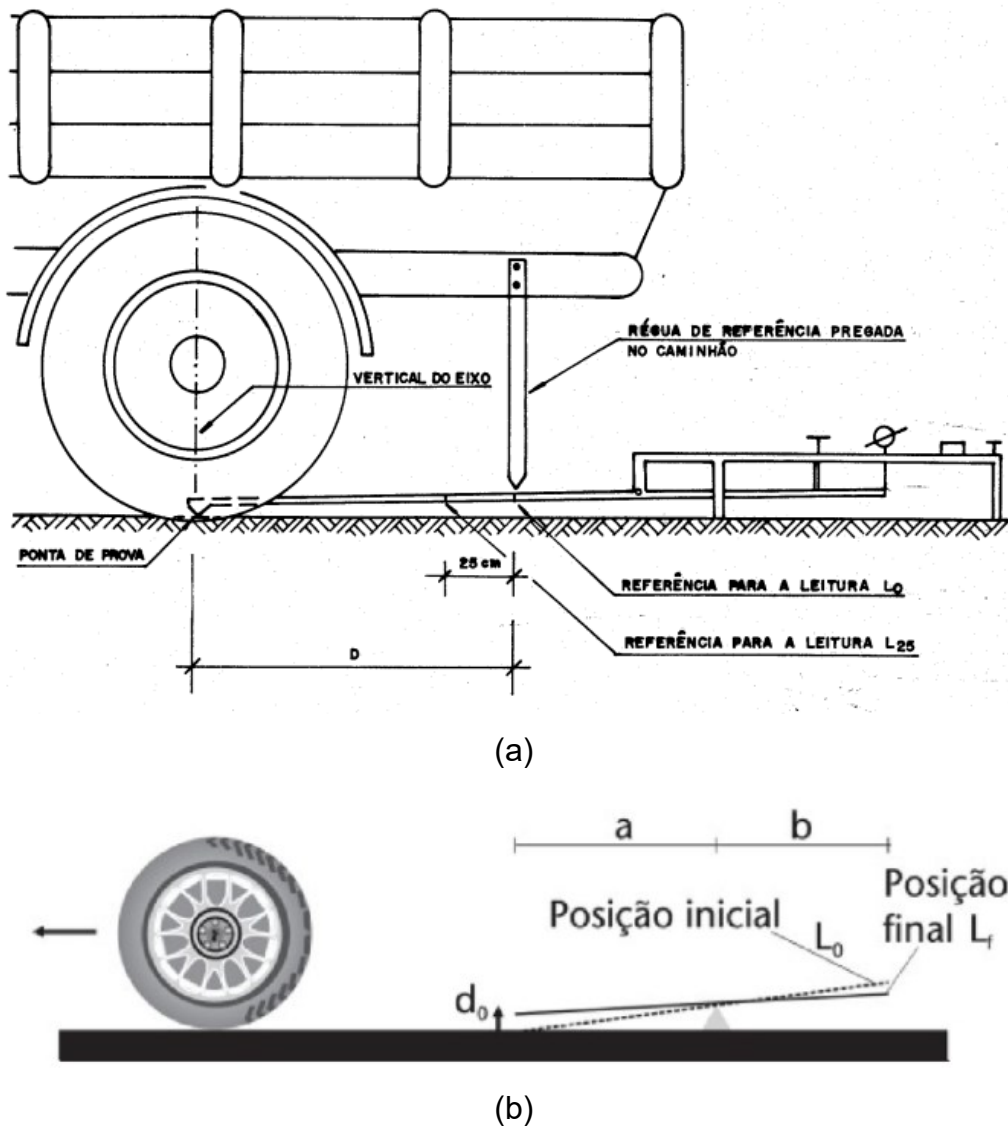
O ensaio de Viga Benkelman corresponde a um ensaio de baixo custo destinado à obtenção da bacia deflectométrica do pavimento, que é tipicamente usado no Brasil para avaliação pós-construção de infraestrutura de transportes.

A bacia deflectométrica de um pavimento corresponde às deformações plásticas e elásticas que se observam com a passagem de um veículo, sendo a medida da deflexão total - um importante indicativo da capacidade estrutural do pavimento. Os valores obtidos pelo ensaio, como a deflexão característica máxima ( $D_0$ ) no centro de aplicação da carga e o raio de curvatura, podem ser comparados com valores admissíveis de projeto recomendados para um dado desempenho da estrutura (Balbo, 2015).

Algumas limitações desse ensaio se referem às fontes de erro associadas ao operador e à leitura. Dessa forma, uma alternativa à VB corresponde ao ensaio FWD de maior complexidade e custo. Este ensaio é capaz de obter a bacia deflectométrica com maior precisão, eliminando o risco de se julgar o nível de qualidade de um pavimento apenas pela sua deflexão característica máxima ( $D_0$ ) (Bernucci, Motta, Ceratti, & Soares, 2008). No entanto, o tamanho reduzido do trecho experimental, o menor custo de execução do teste e a tradição brasileira já assimilada com esse tipo de ensaio foram fatores que contribuíram para adoção da VB.

No trecho experimental, o ensaio VB foi realizado segundo o procedimento DNER-ME 024 (1994). O teste consiste na passagem de um veículo de duplo-eixo com carga de 80 kN/eixo (eixo-padrão) e pressão dos pneus igual a 560 kPa acoplado a uma viga metálica articulada, posicionada no seu eixo traseiro, conforme ilustra a Figura 16. Após o posicionamento do veículo e da viga, faz-se uma leitura da posição inicial desta. Com a passagem do veículo, a viga se movimenta verticalmente e se realiza uma nova leitura de sua posição. A diferença entre a posição inicial e final da viga corresponde à medida de deflexão.

Figura 16. (a) Perfil esquemático do aparato empregado no ensaio de Viga Benkelman; (b) Representação da obtenção da posição final e inicial.



Fonte: (a) DNER-ME 024 (1994); (b) Balbo (2015).

No trecho experimental, foram executados um total de 84 ensaios VB, locados em 28 pontos em planta e distribuídos nas elevações previamente discutidas indicadas pelas Séries A à E. A locação dos pontos em planta está indicada na Figura 12 (item 3.3, p. 68).

### 3.3.3. Ensaio DCP

A caracterização do subleito foi complementada por ensaios DCP (do inglês *Dynamic Cone Penetrometer*) que permitem a determinação da resistência *in situ* do solo. O ensaio, normatizado pela ASTM D6951 (2009), consiste na queda

de um martelo de 8kg de altura constante e guiada por uma haste lateral sobre um equipamento de cravação com ponta cônica. A penetração resultante é medida a cada golpe de modo a fornecer o parâmetro de índice de penetrabilidade em mm/golpe. Dado que o ensaio emprega a taxa de penetração como medida de resistência, como o faz o ensaio CBR, é possível correlacionar o índice de penetrabilidade com o valor do CBR (*in situ* ou experimental) pelas formulações prescritas pela norma ASTM D6951 (2009).

Conforme sugerido por Giroud e Han (2016b), o ensaio DCP é uma alternativa para investigação do subleito e controle de qualidade antes e após a construção de pavimentos reforçados com geossintéticos, entretanto, não se recomenda seu emprego para avaliação de performance. Nessa perspectiva, para fins de investigação geotécnica, os ensaios DCP foram realizados em toda a área do pavimento do aeródromo, mas não especificamente na extensão do trecho experimental localizado no acostamento do aeroporto.

Na região mais próxima do trecho, executaram-se 19 ensaios DCP. Durante sua execução, observou-se que o terreno apresentou uma condição de ressecamento em sua camada superficial, o que afetou a medida de resistência obtida em campo. O alcance do ensaio foi até a profundidade de 1m, porém foram descartadas as medidas obtidas até 40cm devido à condição seca observada.

Considerando que a caracterização física do solo do subleito local descreveu-o como categoria CH (item 3.2.1), tem-se a correlação recomendada para esse tipo de material indicada pela Eq. (17) segundo a norma ASTM D6951 (2009).

$$CBR = \frac{1}{(0,002871 \times DCP)} \quad \text{Eq. (17)}$$

O valor médio de CBR obtido para a região ensaiada, empregando a correlação proposta, foi de 12,2 e desvio padrão de 7,30. Os resultados mostraram-se muito superiores em relação aos valores obtidos para o ensaio CBR *in situ* executado a partir das amostras indeformadas coletadas no trecho. As possíveis explicações para essa divergência decorrem da condição de ressecamento do solo observada durante a execução do ensaio DCP, bem como da condição de

saturação para a qual as amostras indeformadas do ensaio CBR in situ são submetidas, situação considerada mais crítica e, portanto, adotada como referência no presente estudo. Apesar deste trabalho não adotar os resultados do ensaio DCP nas análises aqui propostas, pelo motivo supracitado, é importante reconhecer que o ensaio também demonstra que o subleito local apresenta certa variabilidade, tendo em vista o elevado desvio padrão obtido para a amostragem desse ensaio no local do trecho.

### **3.4. RETROANÁLISE**

A retroanálise foi empregada com o objetivo de obter o módulo de elasticidade para o subleito e para cada camada da seção teste a partir das medições resultantes dos ensaios de campo. Os resultados dos ensaios estão essencialmente relacionados à resposta tensão-deslocamento do solo em estudo - seja na forma de uma curva  $\sigma \times s$  (no caso da PCP) ou de uma deflexão máxima medida dada a passagem do eixo padrão simples (no caso da VB).

Para a retroanálise, existem diferentes abordagens disponíveis, como a aplicação de procedimentos iterativos em softwares numéricos baseados nas soluções da Teoria do Sistema de Camadas Elásticas (TSCE) ou no Método de Elementos Finitos (MEF), bem como o emprego de soluções analíticas para o sistema de dupla e tripla camada, rigorosas ou derivadas do conceito de espessura equivalente, previamente discutidas na Revisão Bibliográfica.

Neste estudo, empregou-se como metodologia de retroanálise para ambos os ensaios (PCP e VB) o software MnLayer, baseado na resolução do sistema de camadas elásticas pela TSCE.

Complementarmente, adotaram-se as soluções do sistema de dupla-camada de (Avesani Neto, 2019; Burmister, 1943, 1956; Odemark, 1949; Palmer & Barber, 1940) para retroanálise apenas dos resultados dos ensaios PCP.

O presente capítulo discutirá o procedimento de retroanálise empregado, sendo abordadas as particularidades do procedimento para cada tipo de ensaio.

### 3.4.1. Retroanálise baseada em software

O software MnLayer empregado para retroanálise no presente estudo foi desenvolvido em uma parceria entre a Universidade de São Paulo, a Universidade de Minnesota e a FAPESP (Khazanovich & Wang, 2007). O programa é capaz de solucionar sistemas de até 20 camadas com dez cargas superficiais a partir das equações da TSCE de Burmister (Burmister, 1943, 1945a) com o apoio de transformadas diretas e inversas de Henkel.

A interface de entrada do programa consiste na definição do número de camadas do sistema e suas propriedades, como espessura ( $h$ ), módulo de elasticidade ( $E$ ) e coeficiente de Poisson ( $\nu$ ); e da condição de carregamento circular, como tensão aplicada ( $\sigma$ ), raio de carregamento ( $R$ ) e coordenadas de aplicação ( $X$  e  $Y$ ). O programa fornece como resultado os deslocamentos obtidos para coordenadas  $X$  e  $Y$  de determinada camada, especificadas pelo usuário.

No caso da retroanálise, em que se visa obter o módulo de elasticidade para certa condição de campo, fixa-se a totalidade dos parâmetros, com exceção de dois deles. São estes: o parâmetro alvo que se deseja determinar por processo iterativo, isto é, o próprio módulo de elasticidade; e o parâmetro de controle para o qual espera-se uma convergência entre a observação de campo e o resultado obtido pelo software, representado pelo deslocamento.

Nessa perspectiva, dada a definição do sistema analisado, itera-se o valor do módulo de elasticidade até que se tenha como resultado um valor de deslocamento igual ao valor de deslocamento medido em campo – e quando isto ocorre, obtém-se assim o valor do módulo da camada analisada.

Os módulos foram determinados para cada elevação da pista teste onde se executou uma série de ensaios. As camadas assim caracterizadas tiveram nomenclatura conforme se descreve a seguir: módulo da camada granular não reforçada de BGS de 220 mm ( $E_{u, 220}$ ), de 390 mm ( $E_{u, 390}$ ) e de 790 mm ( $E_{u, 790}$ ); módulo da camada de BGS reforçada com geocélula ( $E_r$ ); e módulo do subleito ( $E_s$ ).

É importante ressaltar que a definição do sistema de camadas foi feita em etapas, dado que o processo de retroanálise ocorreu no sentido ascendente -

das camadas inferiores para as superiores - já que os módulos obtidos nas camadas inferiores são empregados na análise das camadas restantes.

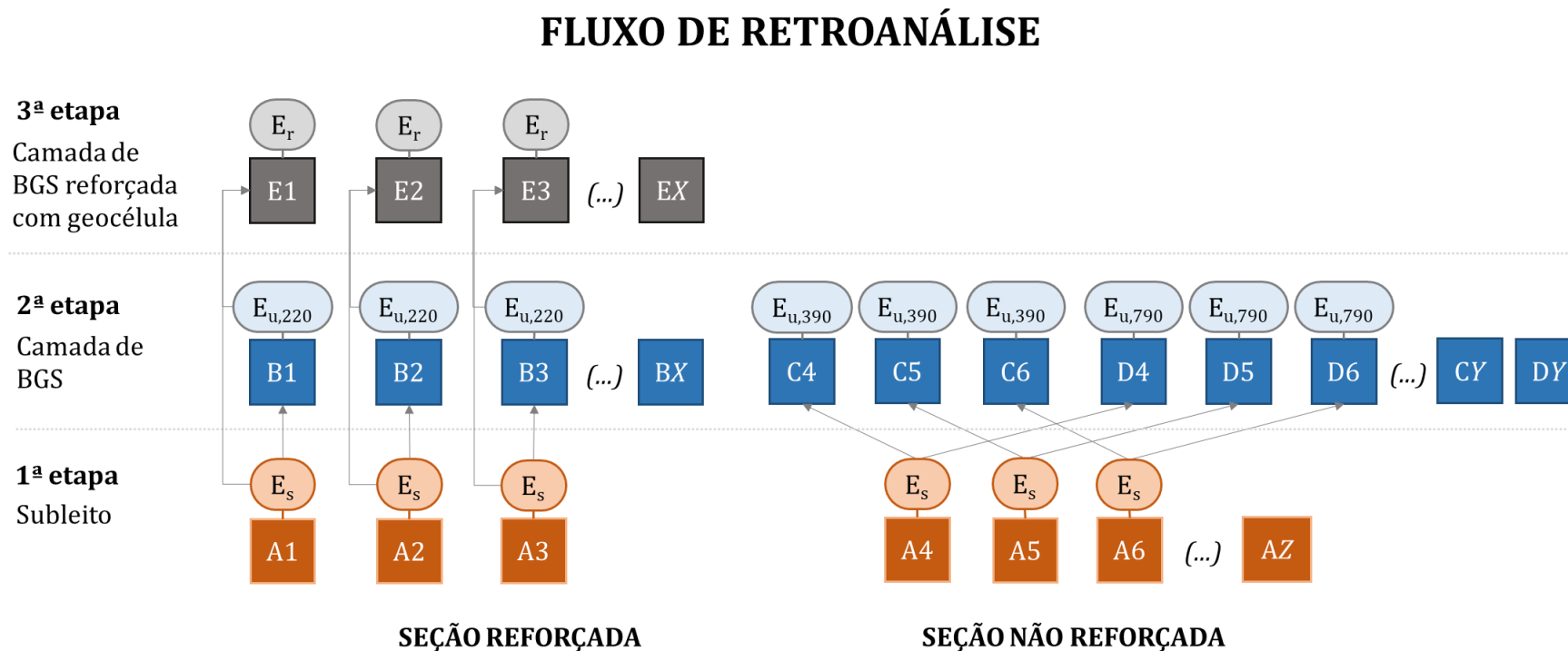
Dessa forma, o primeiro sistema avaliado se referiu ao subleito semi-infinito, representado pelos resultados dos ensaios da Série A. Uma vez determinado o módulo de elasticidade do subleito ( $E_s$ ), este tornou-se então um parâmetro fixado de um sistema formado pelo subleito e pela camada subsequente, como por exemplo a camada de BGS de 220 mm - para a qual, por conseguinte, foi possível iterar e obter seu módulo ( $E_{u, 220}$ ).

A Figura 17 esquematiza a sequência adotada para análise da seção reforçada e não reforçada da pista experimental. O diagrama indica as etapas para a determinação dos módulos acima descritos, sendo as letras A à E indicativas da elevação da Série executada:

- A..... subleito
- B.....camada de BGS de 220 mm
- C.....camada de BGS de 390 mm
- D.....camada de BGS de 790 mm
- E.....camada de BGS reforçada com geocélula

Ao todo, simularam-se 102 cenários no software, sendo 84 referentes aos ensaios VB e 18 referentes aos ensaios PCP.

Figura 17. Fluxo de etapas da retroanálise para determinação do módulo de cada camada no software MnLayer.



Notas:

X = 1 a 3 (ensaios PCP) ou 1 a 14 (ensaios VB)

Y = 4 a 6 (ensaios PCP) ou 14 a 28 (ensaios VB)

Z = 1 a 6 (ensaios PCP) ou 1 a 28 (ensaios VB)

Legenda:

■ Subleito

■ Camadas de BGS

■ Camadas de BGS reforçada com geocélula

Fonte: autora



Os parâmetros de espessura e coeficiente de Poisson de cada camada, empregados como dados de entrada no programa, estão apresentados na Tabela 6. Os valores do coeficiente de Poisson para o subleito e para BGS estão dentro das faixas obtidas a partir de recomendações de manuais de pavimentação, casos de estudo de retroanálise e valores sugeridos pela literatura técnico-científica internacional (AASHTO, 2008; Faghri et al., 2002; Huang, 2004; Masada, Sargand, Abdalla, & Figueroa, 2004; Wang, Leng, & Wang, 2014; Yoder & Witczak, 1975). No caso da camada reforçada com geocélula, adotou-se coeficiente de Poisson de 0,25 conforme indicado por estudos similares (Avesani Neto, 2019; Mhaiskar & Mandalt, 1996; Saride et al., 2016).

**Tabela 6. Resumo dos parâmetros de entrada para retroanálise.**

Camada	Série	Nomenclatura do módulo	h (mm)	$\nu$
Subleito	A	$E_s$	semi- $\infty$	0,45
Camada de BGS de 220 mm	B	$E_{u,220}$	220	0,35
Camada de BGS de 390 mm	C	$E_{u,390}$	390	0,35
Camada de BGS de 790 mm	D	$E_{u,790}$	790	0,35
Camada de BGS reforçada com geocélula	E	$E_r$	170	0,25

Fonte: autora.

As particularidades da análise de cada ensaio se referem às condições de carregamento e às coordenadas para obtenção dos deslocamentos, que são distintas para cada tipo de ensaio.

- **Ensaio VB**

No caso do ensaio VB, tem-se duas cargas circulares de pneus com pressão ( $\sigma$ ) de 0,56 MPa cada e raio ( $r$ ) de 107,9 mm, aplicadas em dois pontos distintos (-144 mm e +144 mm) em relação ao eixo 0 (zero) onde a deflexão é medida, conforme apresentado na Figura 14 (p.71).

A carga dos pneus representa um carregamento flexível tal qual considerado nas soluções de Burmister (Burmister, 1945b, 1945a) e, analogamente, no programa MnLayer derivado desta solução.

- **Ensaio PCP**

No caso do ensaio PCP, tem-se um carregamento único circular e rígido da placa de diâmetro de 300 mm e pressão variável aplicada em um ponto central (0,0) onde a deflexão é medida. Dado que a carga aplicada na placa durante o ensaio é variável, é importante definir um critério para obtenção da tensão na curva  $\sigma$  x  $s$  do ensaio.

No presente estudo, foram definidos diversos critérios para obtenção do par  $(\sigma, s)$  do ensaio PCP, a fim de comparar seus resultados. O primeiro critério se referiu ao nível de deformação - ou seja, à razão entre o deslocamento medido e o diâmetro do carregamento ( $s/D$ ) – para o qual se definiram três cenários (0,3%; 0,5% e 1%) usualmente esperados em infraestrutura de pavimentos (Dorman & Metcalf, 1965; Monismith, Ogawa, & Freeme, 1975; Pidwerbesky, 1995). O outro critério se baseou em diferentes procedimentos prescritos por normas para cálculo do módulo de elasticidade a partir dos resultados de um ensaio PCP. A principal diferença encontrada nestas recomendações refere-se ao intervalo de tensão adotado para a determinação do módulo, como resume a Tabela 7.

**Tabela 7. Recomendações para interpretação de ensaios de placa.**

Norma	País	Recomendação
DNIT 410/2017-ME (2017)	Brasil	$\sigma = 0,2$ MPa ou $s = 13,0$ mm (D = 762 mm)
CNR B.U. 146 (1992)	Itália	0,05 - 0,15 MPa (subleito natural) 0,15 - 0,25 MPa (subleito tratado) 0,25-0,5 MPa (sub-base)
DIN 18134 (DIN, 2012)	Alemanha	Faixa: $0,3\sigma_{m\acute{a}x}$ e $0,7 \sigma_{m\acute{a}x}$ , sendo $\sigma_{m\acute{a}x} = 0,5$ MN/m <sup>2</sup> ; $s_{m\acute{a}x} = 5$ mm (D = 300 mm); $\sigma_{m\acute{a}x} = 0,25$ MN/m <sup>2</sup> ; $s_{m\acute{a}x} = 8$ mm (D = 600 mm); $\sigma_{m\acute{a}x} = 0,2$ MN/m <sup>2</sup> ; $s_{m\acute{a}x} = 13$ mm (D = 762 mm)
AFNOR NF P94-117-1 (2000)	França	0 a 0,2 MPa (1º ciclo) 0 a 0,25 MPa (2º ciclo)
SN 670317 (1998)	Suíça	0,05 - 0,15 MPa (subleito natural) 0,15 - 0,25 MPa (subleito tratado) 0,25 - 0,35 MPa (bases e sub-bases)

onde:

D: diâmetro da placa

$\sigma_{m\acute{a}x}$ : tensão máxima aplicada pela carga

$s_{m\acute{a}x}$ : deslocamento máximo medido no ensaio

Fonte: adaptado de DNIT 410/2017-ME (2017); CNR B.U. 146 (1992); DIN 18134 (DIN, 2012); AFNOR NF P94-117-1(2000); SN 670317 (1998).

Normas como a italiana, alemã e suíça recomendam a adoção de um par de tensões (ex.: 0,05 a 0,15 MPa para o subleito no estado natural) para o qual se obtém as respectivas medidas de deslocamento do ensaio. Ao se traçar uma secante à curva para o par definido, se determina o módulo de elasticidade secante do material. Por sua vez, as normas francesa e brasileira definem uma reta secante à curva partindo do zero até certo valor de deslocamento, associado à tensão especificada, como 0,2 ou 0,25 MPa.

Outro ponto fundamental se refere à correção da condição de carregamento da placa circular rígida do ensaio PCP, distinta da condição de carregamento circular flexível da VB. Para esta correção, empregou-se o fator  $C_s$  apresentado na formulação da equação de Boussinesq-Love [Eq. (7)] (item 2.3.4, p. 50) que leva em conta a geometria e a rigidez da área carregada. No caso da placa circular rígida, este fator é igual a  $C_s = 0,79$  e para placa circular flexível  $C_s = 1,0$  (Holtz 1991). Como o software MnLayer é essencialmente derivado das soluções da TSCE de Burmister (1943) - que consideram uma condição de carregamento sobre anteparo flexível (pneu) - a retroanálise por meio do programa só pode ser feita para esta condição flexível. Dessa forma, a análise do PCP foi antecedida

pela correção com o fator multiplicativo  $C_s$ , feita para o par tensão-deformação antes de cada iteração, e o módulo obtido para as camadas de suporte já corrigidos foram empregados na retroanálise dos módulos das camadas superiores.

Em resumo, a retroanálise no software MnLAYER no caso do ensaio PCP considerou diversos pares  $(\sigma, s)$ , corrigidos com o fator  $C_s$ , empregando os três cenários de nível de deformação (0,3%; 0,5% e 1,0%) e três das normas acima discutidas – a italiana, a alemã e a suíça (CNR B.U. 146, 1992; DIN, 2012; SN 670317, 1998).

### **3.4.2. Retroanálise baseada em soluções analíticas**

A retroanálise baseada em soluções analíticas foi aplicada apenas para os ensaios PCP, sendo realizada por duas principais abordagens: (i) soluções analíticas rigorosas (Burmister, 1943, 1962); (ii) soluções baseadas no conceito de espessura equivalente (Avesani Neto, 2019; Odemark, 1949; Palmer & Barber, 1940). Não foi possível aplicar estas metodologias para o ensaio VB, dado que esse ensaio é realizado com dois pontos de aplicação de carga, diferentemente do ensaio PCP, realizado com uma única carga circular, para a qual as soluções analíticas foram elaboradas e são diretamente aplicáveis.

O procedimento de retroanálise baseou-se, nesse caso, na definição de um sistema formado por duas camadas. Os parâmetros definidos foram: coeficientes de Poisson da camada inferior ( $\nu_1$ ) e superior ( $\nu_2$ ), o módulo da camada inferior ( $E_2$ ), a espessura da camada superior ( $e$ ), o raio do carregamento ( $r$ ) e a pressão aplicada ( $p$ ), como ilustra a Figura 7 (item 2.3.4, p. 52). O parâmetro alvo se refere ao módulo da camada superior ( $E_1$ ) do sistema de dupla camada. O coeficiente de Poisson denota uma das principais diferenças entre as soluções do tipo (i) e (ii) discutidas, sendo:  $\nu = 0,5$  para todas as camadas no caso das soluções de Palmer e Barber (1940), Burmister (1943) e Odemark (1949); ou  $\nu_1 = 0,4$  e  $\nu_2 = 0,2$ , para as camadas superiores e inferiores respectivamente na solução de Burmister (1962); ou ainda os valores arbitrados para cada camada conforme descrito na Tabela 6, no caso da solução de Avesani Neto (2019).

Definida a geometria do sistema, ainda é necessária a definição do módulo da camada inferior ( $E_2$ ) para obtenção do parâmetro-alvo, que se refere ao módulo de elasticidade da camada superior ( $E_1$ ). Para atingir o alvo, a iteração é feita de modo a convergir o valor de  $F$  obtido por meio do ensaio com o valor de  $F$  teórico calculado por meio das formulações de cada uma das soluções (i) e (ii) [Eq. (12); Eq. (13); Eq. (15); Eq. (16)], amplamente discutidas no item 2.3.4 (p. 52) da Revisão Bibliográfica. O valor de  $F_{ensaio}$  é obtido pela Eq. (18) indicada a seguir:

$$F_{ensaio} = \frac{E_2}{E_{eq}} = \frac{E_2}{2 \frac{\sigma}{s} r (1 - \nu_2^2) C_s} \quad \text{Eq. (18)}$$

Onde:

$E_2$ : módulo da camada inferior;

$\sigma$ : tensão aplicada;

$s$ : deformação medida;

$r$ : raio do carregamento;

$\nu_2$ : coeficiente de Poisson da camada inferior;

$p$ : carregamento circular aplicado;

$s$ : deflexão;

$C_s$ : fator de correção de geometria e rigidez do carregamento, sendo  $C_s = 0,79$  para placa circular rígida;

Conforme discutido, há um ponto particular de atenção no que se refere ao módulo a ser empregado para a camada inferior ( $E_2$ ).

No caso da seção não reforçada do trecho experimental, tem-se essencialmente um sistema formado por dupla-camada, constituído pelo subleito e pelas camadas granulares de 390 mm (Série C) e 790 mm (Série D). Para estes cenários, o módulo da camada inferior ( $E_2$ ) corresponde justamente ao módulo obtido para o subleito ( $E_s$ ) por meio da solução clássica da teoria da elasticidade considerando um meio semi-infinito. Dessa forma, o sistema avaliado na retroanálise passa a ter apenas uma incógnita, referente ao módulo-alvo da camada superior ( $E_1$ ), sendo possível determiná-lo para a camada de BGS de 390 mm ( $E_{u,390}$ ) e de 790 mm ( $E_{u,790}$ ).

Para a seção reforçada, verifica-se também o sistema de dupla-camada apenas para o caso da camada de 220 mm de BGS (Série B), para a qual a análise é

feita de modo análogo. Entretanto, no caso da camada reforçada com geocélula (Série E), tem-se um sistema de tripla-camada. Dessa forma, a determinação do módulo da camada reforçada ( $E_r$ ) por meio das soluções de sistema de dupla-camada só é possível com a simplificação do sistema, a partir da definição de um módulo equivalente para o conjunto de camadas subjacentes formado pela camada granular de BGS de 220 mm (Série B) e pelo subleito (Série A). A definição do módulo equivalente se ampara no conceito de módulo de superfície, brevemente discutido no item 2.3.4. de Barros (1966) discute uma metodologia que considera a redução de um sistema de três camadas para um sistema equivalente de duas camadas de modo análogo ao proposto neste estudo.

Observe que o par  $(\sigma, s)$ , obtido a partir dos experimentos PCP, determina um módulo de elasticidade superficial equivalente, representativo do grupo de camadas sob as quais o equipamento se apoia. Por exemplo, os experimentos da Série B determinam diretamente o módulo de elasticidade equivalente das duas camadas compostas pela camada de BGS de 220 mm mais o subleito, visto que o bulbo de tensão da carga da placa atua parcialmente na camada BGS e parcialmente no subleito. Conforme discutido previamente, alguns autores descreveram nomenclaturas distintas para este módulo, como “módulo equivalente” ou “módulo composto”. Neste estudo, o módulo será denominado módulo de elasticidade de superfície ( $E_{sup}$ ).

Para cálculo do módulo de superfície de determinada elevação da seção, emprega-se o par  $(\sigma, s)$ , obtido do ensaio PCP, na solução clássica da Teoria da Elasticidade de Boussinesq-Love – de modo a interpretar o conjunto de duas camadas como um único meio homogêneo e semi-infinito. Para esse meio, o coeficiente de Poisson adotado corresponde ao da camada inferior  $\nu = \nu_2$  e obtém-se o módulo  $E_{sup}$ , como exemplifica a Eq. (19) abaixo:

$$E_{sup} = 2 \frac{\sigma}{s} r (1 - \nu_2^2) C_s \quad \text{Eq. (19)}$$

Os módulos de superfície foram determinados para cada série (A à E), sendo denominados de  $E_{sup,A}$  a  $E_{sup,E}$ . Como o subleito corresponde a um meio semi-infinito, e foi considerado homogêneo e isotrópico, o módulo de superfície obtido

na Série A ( $E_{sup, A}$ ) é o mesmo que o módulo de elasticidade da camada do subleito, recebendo o nome de  $E_s$ .

Outro ponto fundamental no procedimento de retroanálise para o ensaio PCP se refere à definição do par ( $\sigma$ ,  $s$ ) a ser empregado tanto no cálculo do módulo de elasticidade de cada camada ( $E_i$ ), quanto no módulo de superfície ( $E_{sup}$ ), visto que o resultado do ensaio é dado na forma de uma curva que intercepta uma infinidade desses pares. A escolha desse par pode ser feita a partir da definição de certo nível de deformação, como os três cenários (0,3%; 0,5% e 1,0%), ou pela fixação de um intervalo de tensão prescrito por determinada norma, ambos procedimentos discutidos anteriormente para a retroanálise baseada no software MnLayer.

Neste caso das soluções do sistema de dupla camada, adotou-se apenas uma regra para determinação do par ( $\sigma$ ,  $s$ ), correspondente ao nível de deformação de 0,3%, valor limitante de deformação vertical para projeto de pavimentos segundo diversos manuais de agências de transportes, como da Shell (1978) e da Transit New Zealand (1987) conforme apontado por Pidwerbesky (1995). Conforme apontado por Avesani Neto (2019), vários estudos mostraram que a deformação (em relação ao diâmetro do carregamento) de compressão vertical tipicamente atuante nas camadas de um pavimento, seja na base ou no subleito, está em um intervalo da ordem de 500 a 3000  $\mu\text{m}$  - ou seja, 0,05 a 0,3% (Dorman & Metcalf, 1965; Pidwerbesky, 1995; Seed, Mitry, Monismith, & Chan, 1967). Devido à falta de precisão suficiente do sistema de medição de deflexão do ensaio PCP, o menor nível de deformação igual a 0,3% medido durante o ensaio foi adotado para o cálculo dos módulos de elasticidade usando a solução da Teoria da Elasticidade.

Em resumo, os valores de  $E_{sup}$  uma vez determinados foram empregados como valor intermediário  $E_2$  na formulação de  $F$ , seja o teórico ou de ensaio. O par ( $\sigma$ ,  $s$ ) adotado na formulação para cálculo do módulo de elasticidade das camadas ( $E_i$ ) também se referiu ao nível de deformação correspondente à 0,3%. Definidas as variáveis, se procedeu pela iteração do valor de  $E_1$  até se obter convergência entre  $F$  ensaio e  $F$  calculado. Uma vez estabelecida a convergência, obteve-se o valor do módulo da camada analisada ( $E_1$ ).

## **4. RESULTADOS E DISCUSSÕES**

No presente capítulo, serão apresentados os resultados do estudo divididos em: (i) resultados experimentais dos ensaios PCP e VB; e (ii) resultados da retroanálise.

### **4.1. RESULTADOS EXPERIMENTAIS**

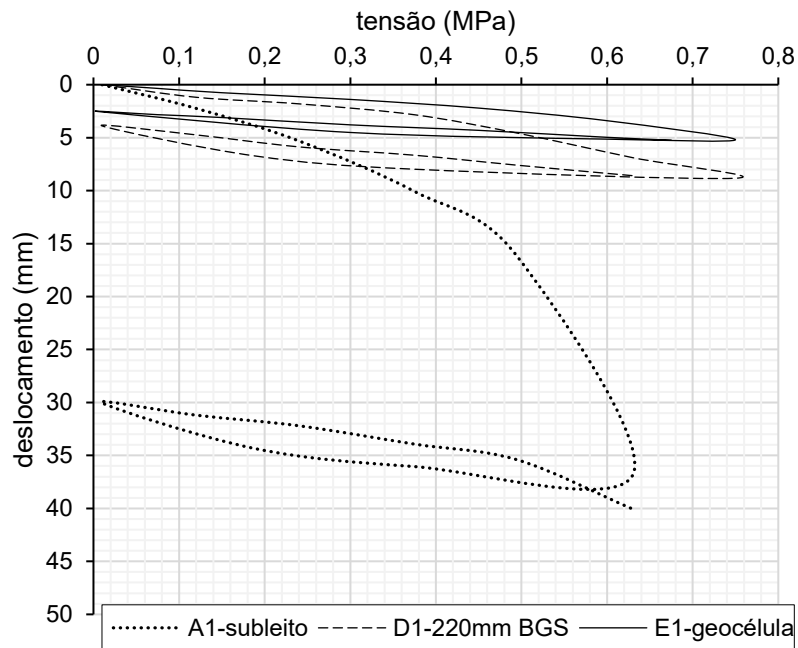
#### **4.1.1. Resultados PCP**

Os ensaios PCP foram distribuídos em 6 (seis) regiões da planta (zonas 1 a 6), sendo executados em diferentes elevações da seção reforçada e não reforçada, totalizando 18 ensaios, como mostra a Figura 12 (p. 68) e resume a Tabela 5 (p. 69). As séries A1 a A6 foram realizadas sobre o subleito; as séries B1 a B3 foram realizadas sobre 220 mm de camada BGS não reforçada; as séries C4 a C6 e D4 a D6, respectivamente, foram executadas sobre 390 e 790 mm de camada de BGS não reforçada; e as séries E1 a E3 foram conduzidas sobre a camada de BGS reforçada com geocélula.

Os resultados do ensaio PCP são obtidos na forma de curvas tensão-deslocamento. As curvas obtidas para a seção reforçada (zonas 1 a 3) estão indicadas a seguir, respectivamente, da Figura 18 a Figura 20.

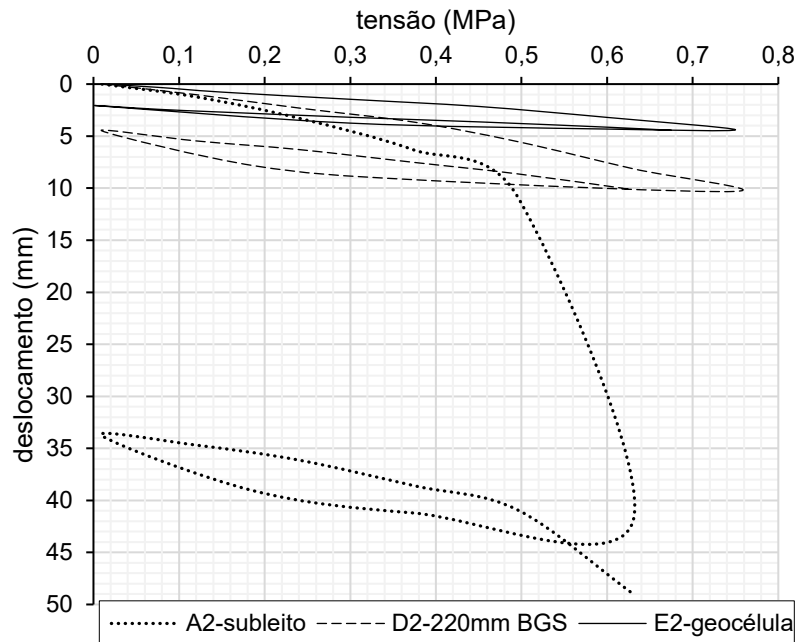


**Figura 18. Curvas obtidas para os ensaios de prova de carga em placa executados na zona 1 da seção reforçada (séries A1, D1 e E1).**



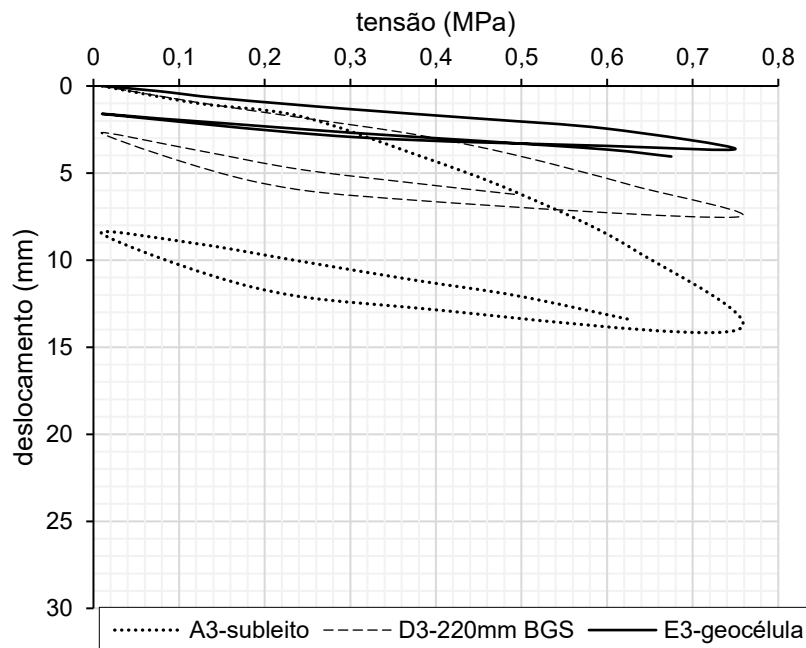
Fonte: autora.

**Figura 19. Curvas obtidas para os ensaios de prova de carga em placa executados na zona 2 da seção reforçada (séries A2, D2 e E2).**



Fonte: autora.

**Figura 20. Curvas obtidas para os ensaios de prova de carga em placa executados na zona 3 da seção reforçada (séries A3, D3 e E3).**



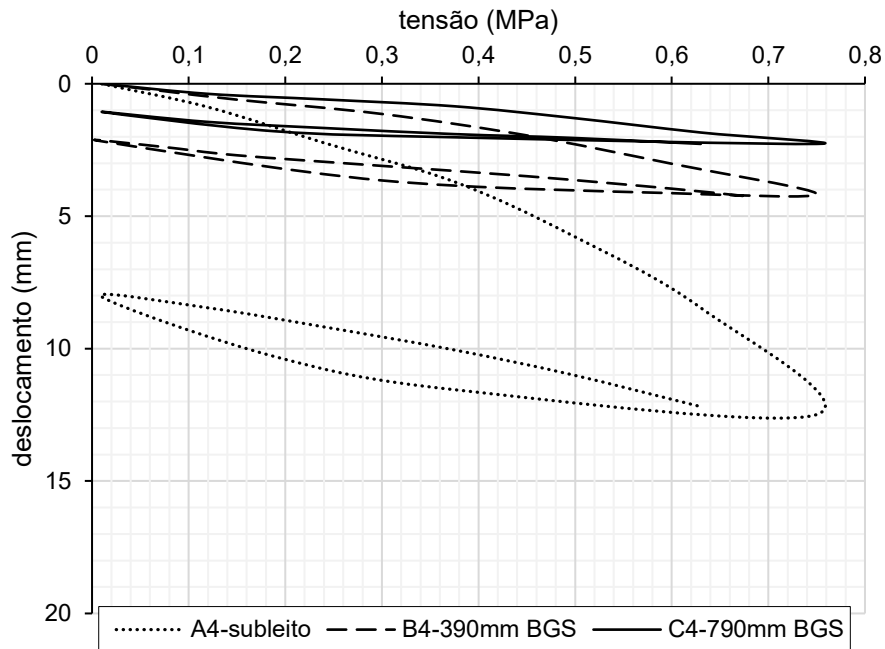
Fonte: autora.

Das curvas apresentadas, verifica-se que a condição do subleito apresenta uma discreta variabilidade, observada pelos deslocamentos máximos da ordem de 14 mm, 40 mm e 49 mm para a faixa de tensões no descarregamento. Nota-se também que a camada de 220 mm de BGS é capaz de reduzir os deslocamentos verificados no subleito para valores de 8 a 10 mm. Esse aumento de rigidez é maior quanto mais fraca a condição do subleito, como se verifica no caso dos ensaios na zona 2, cujo potencial de redução dos deslocamentos foi da ordem de 80% com a camada granular.

No caso da camada reforçada com geocélula, o potencial de ganho de rigidez é ainda maior, como se observa pelos deslocamentos máximos de 4 a 5 mm medidos sobre a camada reforçada para o nível de tensões do ensaio. Em relação ao subleito, os deslocamentos foram reduzidos em cerca de 90% com o emprego do reforço. Outro aspecto interessante se refere à homogeneidade da resposta mecânica da camada reforçada, a qual se verificou muito próxima mesmo para a condição de subleito um pouco melhor do caso do ensaio A3.

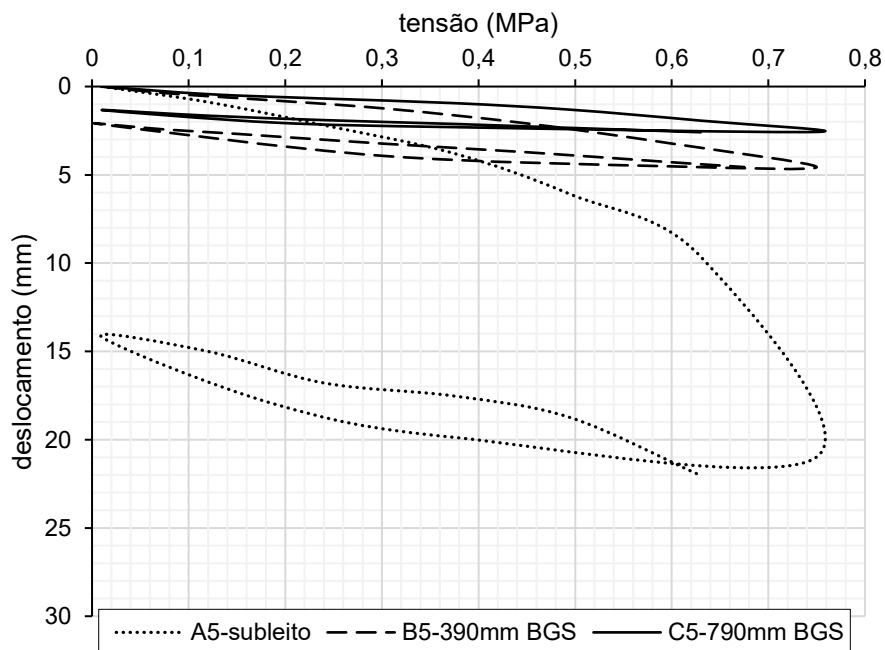
Para a seção não reforçada (zonas 4 a 6), as curvas obtidas estão indicadas a seguir, respectivamente, da Figura 21 a Figura 23.

**Figura 21. Curvas obtidas para os ensaios de prova de carga em placa executados na zona 4 da seção não reforçada (séries A4, B4 e C4).**



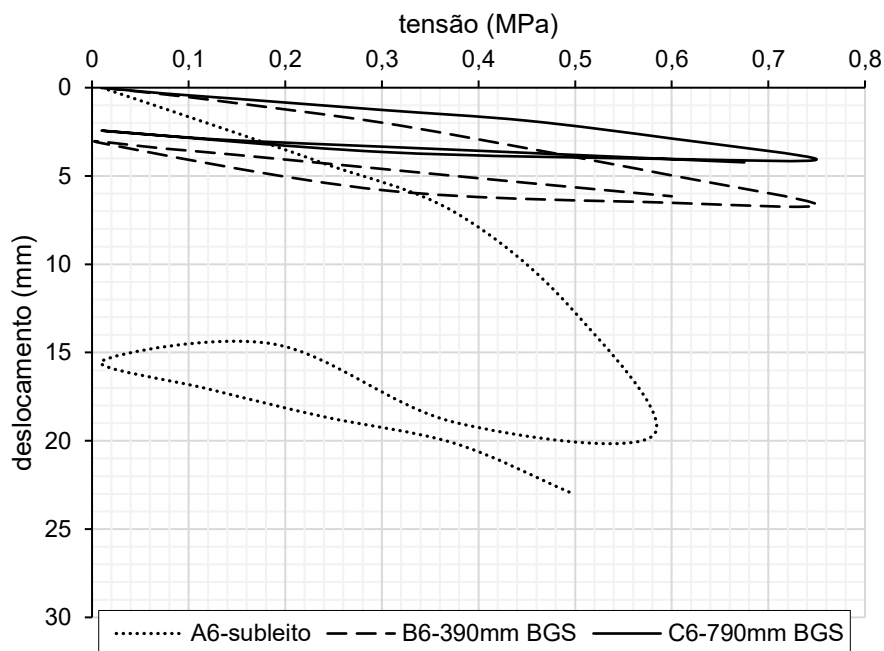
Fonte: autora.

**Figura 22. Curvas obtidas para os ensaios de prova de carga em placa executados na zona 5 da seção não reforçada (séries A5, B5 e C5).**



Fonte: autora.

**Figura 23. Curvas obtidas para os ensaios de prova de carga em placa executados na zona 6 da seção não reforçada (séries A6, B6 e C6).**



Fonte: autora.

Das curvas apresentadas para o trecho não reforçado, nota-se também uma discreta variabilidade da condição do subleito, verificada por deslocamentos máximos entre 13 mm, 22 mm e 23 mm. De modo geral, apenas para as zonas 4 (seção não reforçada) e 3 (seção reforçada) – que são adjacentes na pista experimental - observa-se que esta variabilidade é um pouco mais pronunciada, resultado de uma condição de subleito ligeiramente melhor em termos de rigidez, com deslocamentos inferiores a 15 mm. Os ensaios de CBR *in situ* e DCP indicaram uma sutil diferença entre os valores obtidos para a resistência à penetração para diferentes pontos de ensaio, entretanto, de todo modo seus resultados reforçam uma condição de subleito de baixa capacidade de suporte (CBR < 5%).

Quanto às camadas granulares, as maiores espessuras de BGS de 390 mm e 790 mm permitiram maior redução dos deslocamentos, para níveis de até 4 a 2 mm respectivamente. Outro aspecto analisado se refere à influência da condição do subleito na resposta das camadas, em termos de deslocamento. Assim como a camada reforçada com geocélula, os ensaios realizados sobre a camada de

790 mm resultaram em deslocamentos muito próximos entre si (entre 2 e 3 mm), mesmo diante da condição do subleito ligeiramente distinta.

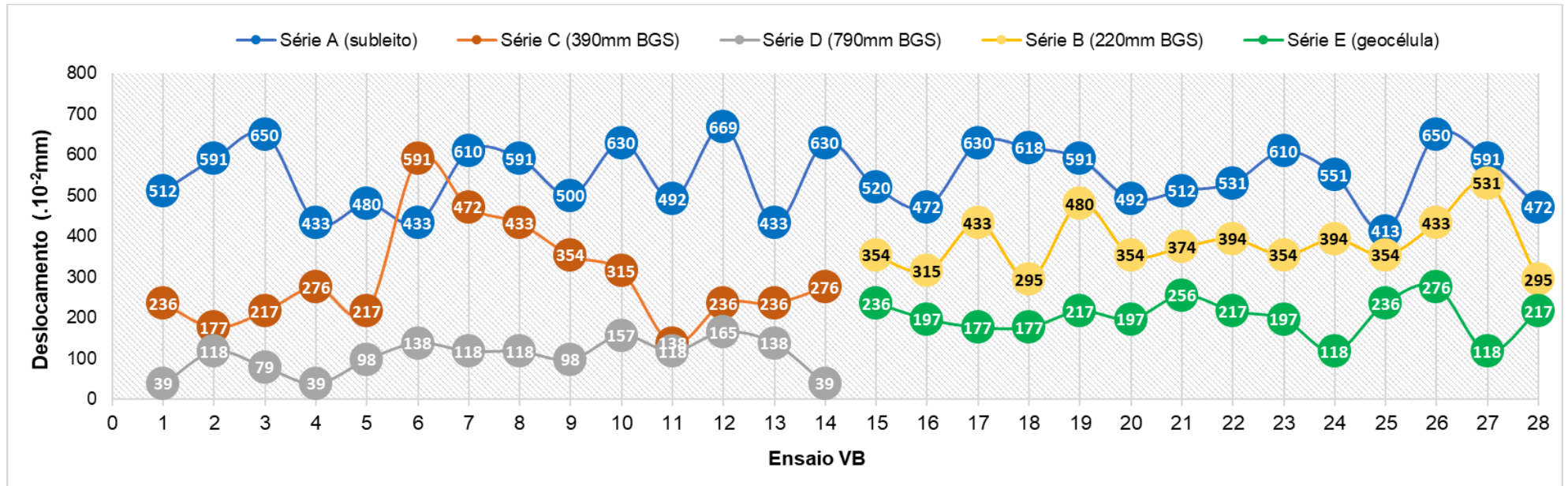
A avaliação dos deslocamentos máximos não traduz diretamente a condição elástica das camadas analisadas, sendo fundamental a retroanálise dos resultados dos ensaios para obtenção dos módulos de elasticidade, como será discutido no item 4.2.

#### **4.1.2. Resultados VB**

Os ensaios VB foram distribuídos em 28 pontos em planta, sendo executados nas 6 (seis) elevações respectivas de cada camada granular e do subleito com a mesma nomenclatura das séries previamente discutidas (séries A à E), totalizando 84 ensaios. A Figura 12 (p. 68) mostra a locação dos pontos de ensaios em planta e em perfil no trecho experimental.

O gráfico abaixo (Figura 24) apresenta os deslocamentos medidos (em  $10^{-2}$  mm) pela viga Benkelman para cada um dos pontos do ensaio.

Figura 24. Resultados do ensaio VB<sup>1</sup>.



Fonte: autora.

Nota:<sup>1</sup>Os Valores indicados no interior do círculo se referem às medidas de deflexão em  $10^{-2}$  mm.

Os resultados mostram deflexões da ordem de: 4,13 a 6,69 mm para o subleito (série A); 2,95 a 5,31 mm para a camada de BGS de 220 mm (Série B); 1,38 a 5,91 mm para a camada de BGS de 390 mm (Série C); 0,39 a 1,65 mm para a camada de BGS de 790 mm (Série D); e 1,18 a 2,76 mm para a camada reforçada com geocélula.

Nota-se, do gráfico da Figura 24, que as medidas de deflexão obtidas para a camada de BGS de 390 mm apresentaram certa variabilidade nos ensaios 6 a 9, com medidas de deflexão da ordem de 3,54 mm a 5,91 mm, superiores aos valores de 1,77 mm a 2,76 mm medidos para os outros ensaios 1 a 5 e 10 a 14 nesta elevação. De fato, o ponto referente ao ensaio 6 resultou em deflexão de 5,91 mm, superior inclusive ao valor de deflexão medido para o subleito nesta mesma locação – o que o caracteriza como um ponto “fora da curva” (do inglês *outlier*). Apesar da identificação desse ponto, a amostragem adotada para análise manteve sua consideração, tendo em vista que o ponto pode ser representativo da condição de campo e que não há maiores informações sobre possíveis intercorrências durante a execução do ensaio que justifiquem sua eliminação da amostragem.

Para avaliar a variabilidade dos resultados, optou-se por uma análise estatística baseada na determinação da média, do desvio padrão e do coeficiente de variação agrupando todos os ensaios realizados para cada elevação. Os resultados da análise estão indicados na Tabela 8.

**Tabela 8. Resumo da análise estatística para os resultados dos ensaios VB.**

Camada	Série	Tamanho Amostra	Média (10 <sup>-2</sup> mm)	Desvio Padrão (10 <sup>-2</sup> mm)	CV (%)
Subleito	A	28	547	77	14%
BGS 220 mm	B	14	383	68	18%
BGS de 390 mm	C	14	298	125	42%
BGS de 790 mm	D	14	104	42	40%
Geocélula	E	14	203	45	22%

Fonte: autora.

Quanto à variabilidade dos resultados, verifica-se que o subleito apresentou um coeficiente de variação (CV), em relação à média, de 14%, o que é considerado muito uniforme ( $CV < 15\%$ ) de acordo com Lay (1990). O autor avaliou a uniformidade de camadas granulares recém-construídas submetidas a ensaios de Viga Benkelman para controle de qualidade. As camadas de BGS apresentaram alto desvio, com valores de CV de até 40%, o que é considerado quase não uniforme ( $CV > 40\%$ ) segundo Lay (1990). Neste caso, a camada de 220 mm resultou em menor variação entre as diferentes condições de espessura de BGS, com CV de 18%, e a camada de 390mm apresentou maior variabilidade com CV de 42%, o que possivelmente se relaciona à observação dos pontos *outliers* previamente discutidos. No caso da camada reforçada, observa-se que a variabilidade é menor, com CV de 20%, o que é considerado como razoável (CV entre 20% e 30%) segundo Lay (1990), mostrando que a inclusão da geocélula pode ajudar a reduzir a variabilidade observada no caso não reforçado devido ao seu efeito de confinamento. Ainda segundo o autor, apenas no caso de CVs superiores a 50% para os resultados do ensaio de Viga Benkelman, a camada analisada é considerada não aceitável em termos de uniformidade e recomenda-se a remedição ou reexecução do trecho em questão.

Considerando a análise baseada em Lay (1990), os valores médios obtidos para as medidas de deflexão, indicados na Tabela 8, foram adotados no procedimento de retroanálise, cujos resultados se apresentam no item 4.2 seguinte.

As deflexões medidas permitiram também uma análise em termos de resposta elástica, como discutido no caso do ensaio PCP. Observa-se que os deslocamentos medidos tendem a diminuir com o aumento da espessura da camada granular, conforme esperado, indicando que camadas mais espessas apresentam maior rigidez. A redução dos deslocamentos medidos pode ser feita comparando os seus valores médios, para os quais verificam-se reduções da ordem de 40 a 80% para a camada de BGS em relação às deflexões médias do subleito. Para a camada reforçada com geocélula, a redução média de deflexão é de cerca de 65%.



## 4.2. RESULTADOS RETROANÁLISE

### 4.2.1. Resultados VB

Conforme discutido no capítulo Materiais e Métodos (item 3.4.1), a metodologia de retroanálise empregada para os ensaios VB se baseou no software MnLayer, a partir da definição das propriedades do sistema de camadas, a condição de carregamento e o deslocamento-alvo. No item 4.1.Resultados Experimentais, discutiram-se as deflexões obtidas a partir do ensaio e, após avaliação estatística, foi possível definir o valor de deflexão média mais apropriado para a retroanálise. Nessa perspectiva, tendo todas as variáveis do problema estabelecidas, procedeu-se pela retroanálise cujos resultados se apresentam a seguir.

A Tabela 9 apresenta os resultados dos módulos obtidos para cada camada (Série A à E) considerando os valores médios de deflexão discutidos.

**Tabela 9. Resultados da retroanálise dos ensaios VB pelo software MnLayer.**

Camada	Série	Nomenclatura	Espessura (mm)	v	Módulo da camada (MPa)
Subleito	A	$E_s$	semi- $\infty$	0,45	14
220 mm BGS	B	$E_{u,220}$	220	0,35	64
390 mm BGS	C	$E_{u,390}$	390	0,35	59
790 mm BGS	D	$E_{u,790}$	790	0,35	244
Geocélula	E	$E_r$	170	0,25	599

Fonte: autora.

A Tabela 9 mostra que os experimentos sobre o subleito (Série A) resultaram em módulos retroanalizados da ordem de 14 MPa. Os resultados determinados para o módulo do subleito ( $E_s$ ) indicam que este apresenta uma condição uniforme. Considerando o CBR médio *in situ* de 3,6% obtido para o subleito local em condição de campo, tem-se uma relação de  $E_s = 3,9$  CBR para o valor de 14 MPa obtido. A relação é inferior às formulações empíricas de  $10\text{CBR}$  (Heukelom & Klomp, 1962) e  $17,6\text{CBR}^{0,64}$  (Powell, Potter, Mayhew, & Nunn, 1984),

frequentemente adotadas para projeto de pavimentos sob recomendação de agências de transporte como a AASHTO.

Diferentemente do subleito, as camadas granulares apresentaram maior dispersão de resultados em termos de módulos retroanalizados principalmente para camadas de 220 e 390 mm de espessura, conforme já observado na análise das deflexões. As camadas de BGS (Série B a C) apresentaram módulos variando de 59 a 64 MPa. Observa-se também que o módulo obtido para a camada de BGS de 390 mm resultou menor em comparação à camada de BGS de 220 mm, possivelmente devido à obtenção de maiores valores de deflexão para a camada de 390 mm no trecho dos ensaios VB nos pontos 6 a 9, inclusive com a identificação do ponto outlier do ensaio no ponto 6, que afetaram o resultado do módulo, minorando-o.

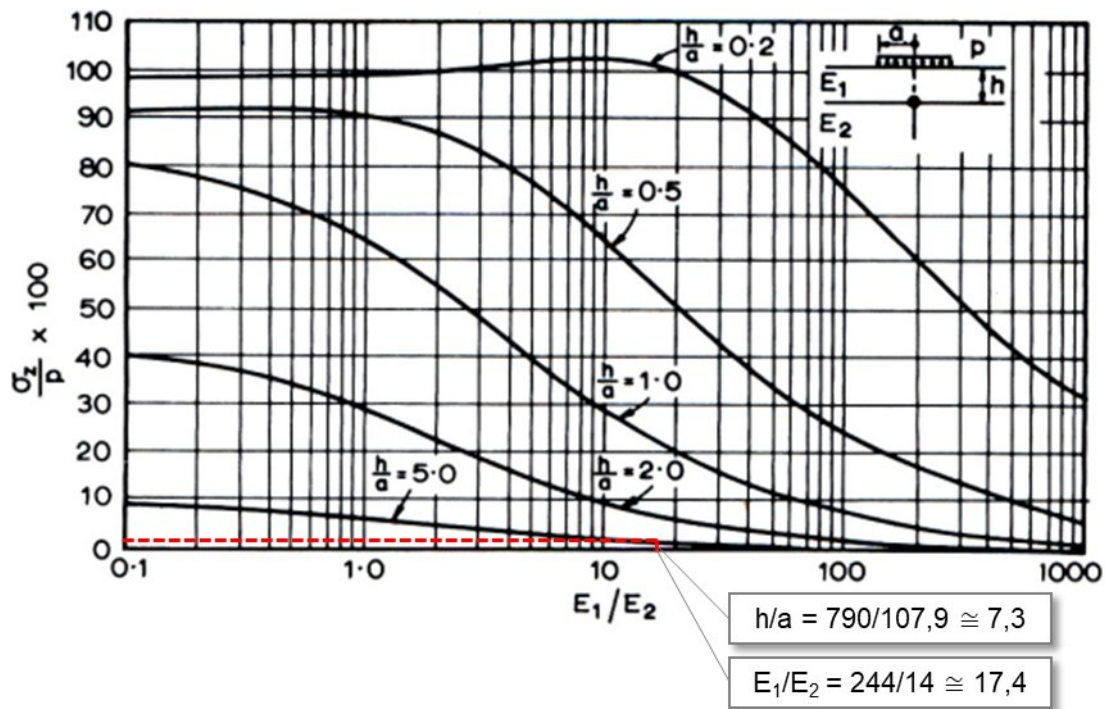
Considerando que o valor de CBR alcançado durante a compactação dessas camadas granulares foi de cerca de 100%, o módulo retroanalizado para essas camadas de BGS de 220 mm e 390 mm é significativamente reduzido, possivelmente devido à combinação do efeito de subleito de baixa qualidade e a pequena espessura das camadas granulares. Sabe-se que a resposta mecânica de uma camada granular tem influência de sua espessura e da condição do subleito a que está sobreposta, e este fenômeno está intimamente relacionado com a forma que se distribuem as tensões de desvio no sistema (Ayithi & Hiltunen, 2017). Segundo os autores, à medida que o módulo do subleito é menor, maior é magnitude das tensões desviatórias que atuam na camada granular, já que esta passa a absorver maior parte dos esforços do sistema. Nessa perspectiva, considerando que os materiais granulares apresentam comportamento não linear – isto é, há redução do módulo para maiores tensões desviatórias – o módulo da camada granular tende a reduzir nessa condição de subleito de baixa capacidade de suporte. O mesmo ocorre para camadas granulares mais espessas, para as quais a magnitude dos esforços transferidos do topo para a base se reduz, diminuindo as tensões desviatórias e resultando em maiores módulos para a camada granular.

No caso da camada de BGS de 790 mm, tem-se um valor médio de 244 MPa. Considerando que essa camada também atingiu um valor de CBR de 100% e, com base no tipo de material aplicado a essa camada (BGS), os módulos

retroanalizados obtidos são compatíveis com faixas recomendadas por diversos manuais de agências de transporte, como discutido no item 2.3.2 da Revisão Bibliográfica. A exemplo disso, o manual da NCHRP (2004) recomenda um módulo de elasticidade na faixa de 228 a 290 MPa (usual 265 MPa) para um material não ligado, muito próximo ao obtido pela retroanálise. Outro exemplo é o manual da Prefeitura da Cidade de São Paulo (IP-08, 2004) que indica um valor de módulo de elasticidade de 267 MPa para camadas de BGS. Sobre um subleito de baixa capacidade, o manual da AUSTROADS (2017) sugere 250 MPa como um valor típico para a BGS. Nessa perspectiva, os resultados dos experimentos da Série D forneceram valores de módulos de elasticidade exatamente dentro da faixa esperada para esse tipo de material de acordo com a literatura técnica, diferentemente do observado para os casos de camadas de menor espessura, como nas Séries B e C.

Estes resultados evidenciam a influência da espessura da camada e o efeito da rigidez do subleito nos módulos das camadas granulares sobrepostas e, além disso, sugerem que existe uma espessura da camada granular para a qual a rigidez do subleito já não influencia o seu desempenho. A exemplo disso, apresenta-se a seguir uma análise referente à porcentagem das tensões verticais verificadas no topo da camada inferior (correspondente ao subleito) de um sistema de dupla camada submetido a um carregamento distribuído ( $p$ ) em uma área de raio ( $a$ ) - baseada nos diagramas desenvolvidos por Fox (1948) e apresentados por Poulos e Davis (1974). Considerando os resultados da Série D do ensaio VB e a condição de carregamento igual a um raio de 107,9 mm (eixo do caminhão com carga de 41 kN e pressão de contato do pneu de 0,56 MPa) e empregando uma condição de módulo para a camada superior (camada de 790 mm) 17 vezes maior que o módulo da camada inferior (subleito), é possível verificar pelo gráfico de Fox (1948) que aproximadamente 99% das tensões verticais aplicadas na superfície permanecem concentradas na camada granular de 790 mm, como ilustra esquematicamente a Figura 25. O resultado demonstra que, para uma determinada espessura de BGS, a influência da rigidez do subleito é desprezível dependendo da espessura da camada e das condições de carregamento na superfície.

**Figura 25. Determinação da porcentagem das tensões verticais atuantes no topo da camada inferior do sistema de dupla-camada.**



Fonte: adaptado de Fox (1948).

Alguns autores descreveram uma “espessura ótima” para bases granulares em que a capacidade de carga por espessura de camada atinge seu máximo (McLeod, 1963). Segundo McLeod (1963), além dessa espessura ótima, a influência do subleito torna-se mínima – sendo o valor dessa espessura de cerca de 1,5 a 2,0 vezes o diâmetro da área de carregamento, uma faixa semelhante à discutida acima.

Para a situação da camada reforçada com geocélula (Série E), a retroanálise forneceu um módulo médio de 599 MPa para o compósito formado pela geocélula e pela BGS. Observa-se que o módulo de elasticidade da BGS na situação reforçada é significativamente superior ao módulo obtido na condição não reforçada, devido ao confinamento causado pelo reforço da geocélula, e esta comparação será elaborada por meio do parâmetro MIF a ser determinado e discutido no item 5.2 deste trabalho.

#### **4.2.2. Resultados PCP**

No capítulo Materiais e Métodos (item 3.4.1), discutiram-se as metodologias de retroanálise empregadas para os ensaios PCP: o procedimento baseado no software MnLayer e outro derivado das soluções analíticas do sistema de dupla camada. Como dado de entrada para o processo iterativo, empregaram-se os pares tensão-deformação das curvas obtidas para os 18 ensaios PCP, apresentadas e discutidas no capítulo Resultados Experimentais (item 4.1.1).

A Tabela 10 apresenta os resultados da retroanálise baseada no MnLayer para diferentes casos, que se referem à regra adotada para obtenção do par tensão-deformação da curva do ensaio PCP correspondente aos três níveis de deformação (0,3%, 0,5% e 1,0%) e aos intervalos de tensão para determinação da reta do módulo secante, prescritos por normas internacionais usualmente empregadas para análise do ensaio de placa (CNR B.U. 146, 1992; DIN, 2012; SN 670317, 1998).

**Tabela 10. Módulos de camada obtidos pela retroanálise baseada no MnLayer (em MPa).**

Camada	Série	Nível de deformação			CNR BU	SN	CNR	DIN
		0,30%	0,50%	1,00%	146/92	670317	BU146/92	18134
		<i>Intervalos de tensão</i>						
					0,15- 0,25MPa	0,25- 0,35MPa	0,25- 0,5MPa	0,3- 0,7 $\sigma_{máx}$
Subleito	A1	21	20	19	19	(*)	(*)	18
	A2	28	22	17	18	(*)	(*)	14
	A3	34	29	26	28	(*)	(*)	25
	A4	41	37	31	39	(*)	(*)	31
	A5	24	20	19	18	(*)	(*)	18
	A6	25	20	17	17	(*)	(*)	17
220 mm BGS	B1	25	29	36	31	33	36	39
	B2	24	29	36	26	26	24	42
	B3	20	21	26	20	22	(**)	31
390 mm BGS	C4	72	89	77	69	76	82	100
	C5	81	99	(**)	90	95	98	112
	C6	52	57	(**)	56	55	54	63
790 mm BGS	D4	109	126	(**)	84	100	120	138
	D5	138	(**)	(**)	120	137	155	172
	D6	75	(**)	(**)	77	88	101	113
Geocélula	E1	201	203	(**)	195	180	169	192
	E2	162	277	(**)	222	221	273	565
	E3	177	230	(**)	175	175	167	225

Notas:

(\*) Intervalo de tensão não recomendado, pela norma respectiva, para determinação do módulo no caso de subleito em condição natural.

(\*\*) Curva não compatível com o nível de tensão ou deformação do caso avaliado.

Fonte: autora.

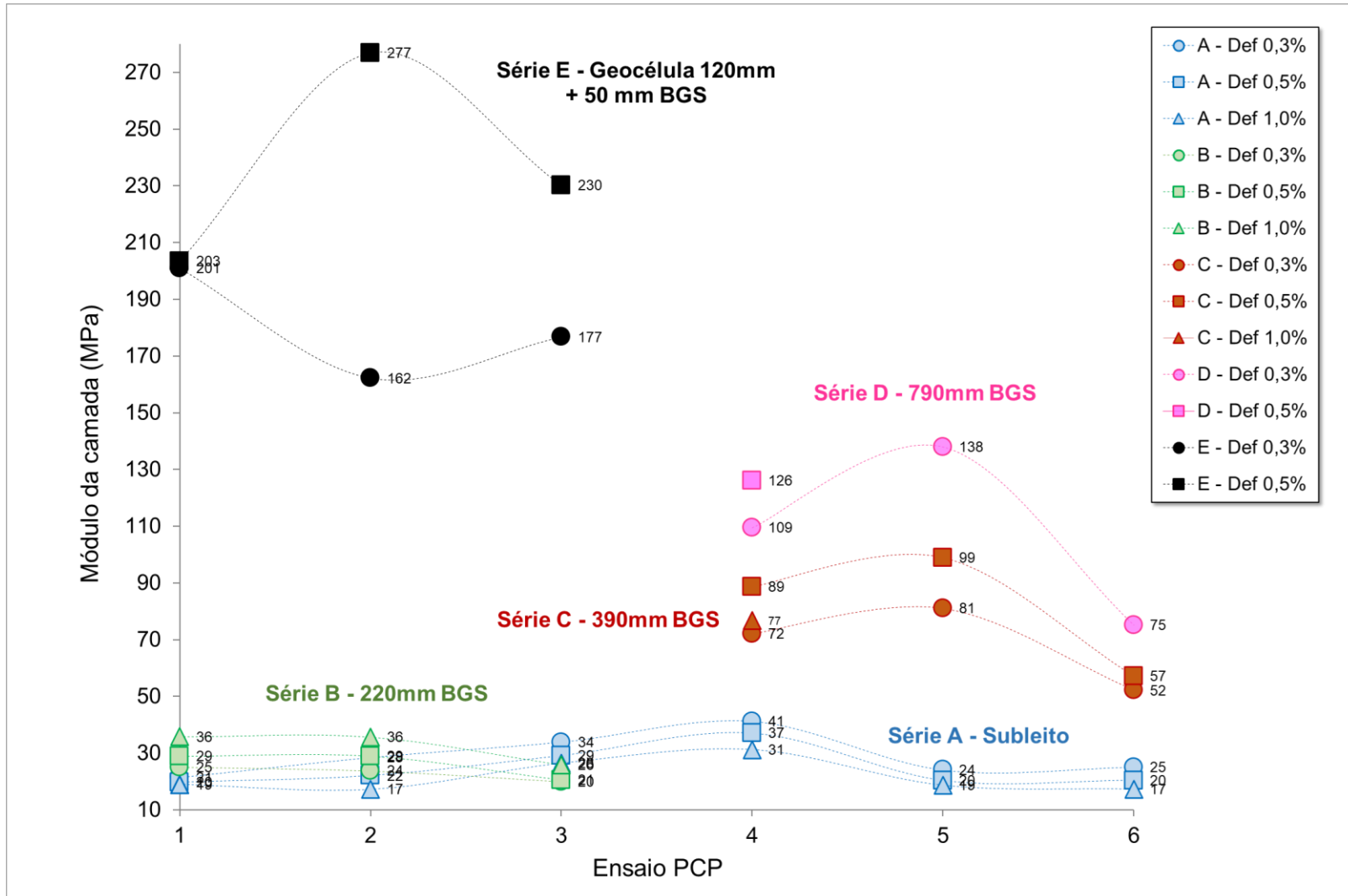
Da Tabela 10, nota-se que a condição obtida para o subleito é aproximadamente homogênea para todos os critérios analisados, com módulos em um intervalo de 19 a 28 MPa, desconsiderando os ensaios executados nos pontos 3 e 4, que mostram valores de módulos da ordem de 26 a 41 MPa. No caso das camadas granulares, verifica-se certa variabilidade entre os módulos por critérios distintos, especialmente para o critério definido pela norma DIN 18134, com valores muito discrepantes em relação ao restante (como por exemplo: o ensaio E2 com resultado de módulo de 512 MPa para a norma em questão, comparado aos

módulos entre 162 e 173 MPa obtidos para os outros critérios e normas). Analogamente ao observado no caso do ensaio VB, conforme a espessura da camada de BGS aumenta, maior é o módulo obtido. Por fim, a camada reforçada com geocélula resultou nos maiores módulos, da ordem de 162 a 277 MPa, superiores inclusive aos módulos obtidos para a camada de BGS de 790 mm, de 75 MPa a 172 MPa.

O gráfico da Figura 26 ilustra os resultados dos módulos obtidos para diferentes níveis de deformação a partir do software MnLayer. Pelo gráfico, é possível notar que os valores dos módulos do subleito são maiores nos pontos 3 e 4 ensaiados, como observado pelos resultados experimentais do PCP. Além disso, percebe-se que os módulos obtidos para a camada de BGS de 220 mm são muito reduzidos, sendo inclusive muito próximos (ponto 1 e 2) ou inferiores (ponto 3) aos valores dos módulos do subleito nos pontos dos ensaios respectivos. No caso das camadas de BGS de 390 mm e 790 mm, verifica-se um aumento da rigidez para maior espessura, independentemente da condição do subleito. Para o compósito formado pela geocélula e a BGS, os valores de módulo de elasticidade obtidos são muito superiores a quaisquer outras condições de camadas granulares ensaiadas, sendo que este acréscimo de rigidez, em termos do parâmetro quantitativo MIF, será avaliado no item 5.2.

Outro ponto importante se refere aos diferentes níveis de deformação, para os quais verifica-se: uma diminuição do módulo quanto maior o nível de deformação empregado, como no caso do subleito; e o efeito contrário, para as camadas granulares, tendo em vista que a retroanálise baseada no software MnLayer é executada das camadas inferiores para as superiores, levando em conta, portanto, a condição do subleito na resposta em termos de módulo de elasticidade.

Figura 26. Módulos de camada obtidos para diferentes níveis de deformação a partir da retroanálise no software MnLayer.



Fonte: autora.



Por fim, observa-se que os resultados da retroanálise do ensaio PCP mostram valores de módulo de subleito ( $E_s$ ) ligeiramente maiores do que aqueles obtidos pelo ensaio VB, o que acaba por afetar os valores das camadas subjacentes, já que os processos iterativos sempre partem de baixo para cima. De modo geral, os valores de  $E_{camada}$  do ensaio PCP são cerca da metade daqueles obtidos pelo ensaio VB, incluindo a camada reforçada com geocélula. A diferença entre os resultados pode estar associada a diversos fatores como: diferentes níveis de deformação (o valor do deslocamento medido no ensaio PCP é cerca de 10 vezes maior que aqueles medidos no ensaio VB); as diferentes profundidades de influência dos ensaios, ocasionando “bulbos” de diferentes profundidades nas camadas subjacentes; e a condição de carregamento, sendo uma única placa circular rígida para a PCP e duas áreas circulares flexíveis (pneus) no caso da VB.

Alguns autores chamaram atenção para o efeito da diferença nos níveis de deformação ao comparar ensaios triaxiais e ensaios de campo, como o FWD, chegando à conclusão de que menores deformações levam à maiores valores de módulo (Nazarian et al., 1996; Edil and Benson, 2005), como se verificou neste estudo no caso do subleito. Conforme já discutido, o objetivo do estudo não foi comparar os resultados de ambos os ensaios, mas analisá-los individualmente quanto ao aumento de rigidez promovido pelo uso da geocélula, mesmo que a magnitude dos módulos obtidos seja distinta entre ambos os ensaios.

A retroanálise dos módulos das camadas também foi feita a partir das soluções analíticas baseadas no sistema de dupla camada. Conforme discutido, um passo intermediário nesse processo se referiu à determinação dos módulos de superfície ( $E_{sup}$ ), correspondente ao conjunto de camadas sobre as quais a placa do ensaio PCP se posicionou em cada série. Neste caso, a determinação do  $E_{sup}$  não foi feita para diferentes casos de níveis de tensão e deformação, sendo fixado o valor de nível de deformação de 0,3% para determinação dos módulos de cada série.

Os módulos de superfície obtidos, considerando o nível de deformação de 0,3%, estão indicados na Tabela 11.

**Tabela 11. Resultados do módulo de superfície ( $E_{sup}$ ) obtidos para nível de deformação de 0,3% (em MPa).**

Camada	Séries	Módulo	PCP 1	PCP 2	PCP 3	PCP 4	PCP 5	PCP 6
Subleito	A1 a A6	$E_{sup,A}$	21	28	34	41	24	25
220mm BGS	B1 a B3	$E_{sup,B}$	21	23	22	-	-	-
390 mm BGS	C4 a C6	$E_{sup,C}$	-	-	-	56	50	38
790 mm BGS	D4 a D6	$E_{sup,D}$	-	-	-	93	96	62
Geocélula	E1 a E3	$E_{sup,E}$	51	53	55	-	-	-

Fonte: autora.

Da Tabela 11, observa-se que os resultados mostram pouca variação para as camadas granulares menos espessas (390 mm e 220 mm). Além disso, os módulos determinados são da mesma ordem de grandeza daqueles obtidos para ensaios similares na literatura. Exemplo disso é o procedimento de retroanálise do módulo de resiliência a partir de deflexões medidas em ensaio FWD realizados em uma rodovia citado por Brown (1996). Neste estudo, foram obtidos módulos da ordem de 30 a 90 MPa para o que o autor denominou “módulo equivalente da fundação”, valores com ordem de grandeza muito próxima dos valores  $E_{sup}$  apresentados neste estudo. Nota-se também que os valores do módulo de superfície não têm efeitos práticos, além da aplicação aqui prevista para a retroanálise, visto que seus valores não são compatíveis com os valores recomendados por normas para caracterização elástica das camadas do pavimento, discutidos no item 2.3.2 da Revisão Bibliográfica.

Determinados os módulos de superfície ( $E_{sup}$ ), foi possível proceder pela retroanálise baseada nas soluções analíticas do sistema de dupla camada, cujos resultados estão apresentados na Tabela 12. A Tabela 12 indica os módulos das camadas obtidos para a retroanálise dos ensaios PCP empregando-se as soluções de Palmer e Barber (1940), Burmister (1943), Odemark (1949), Burmister (1962) e Avesani Neto (2019). Os resultados obtidos pelo software Mn Layer discutidos previamente, também são apresentados apenas à título de comparação. A comparação entre ambas as metodologias de retroanálise será feita no item 5.3 (p. 116), com o objetivo de avaliar a aplicabilidade das soluções do sistema de dupla-camada.

**Tabela 12. Resultados do módulo de camada (em MPa) obtidos pela retroanálise baseada na solução de dupla camada e no software MnLayer para nível de deformação de 0,3%.**

Camada	Série	Módulo	Software <sup>1</sup>	Avesani Neto (2019) <sup>*1</sup>	Palmer & Barber (1940) <sup>*2</sup>	Odemark (1949) <sup>*2</sup>	Burmister (1943) <sup>**2</sup>	Burmister (1962) <sup>**3</sup>
Subleito	A1 a A6	$E_s$	21 - 41	21 - 41	21 - 41	21 - 41	21 - 41	21 - 41
220 mm BGS	B1 a B3	$E_{u,220}$	20 - 25	20 - 25	10 - 18	14 - 19	21 - 34	24 - 34
390 mm BGS	C4 a C6	$E_{u,390}$	52 - 81	51 - 77	45 - 70	43 - 66	46 - 72	44 - 70
790 mm BGS	D4 a D6	$E_{u,790}$	75 - 138	67 - 107	65 - 118	63 - 114	75 - 108	113 - 165
Geocélula	E1 a E3	$E_r$	162 - 201	168 - 210	152 - 192	148 - 193	139 - 196	139 - 174

\* Solução baseadas na espessura equivalente

\*\* Soluções rigorosas

<sup>1</sup> Coeficiente de Poisson conforme descrito na Tabela 6 (p. 81).

<sup>2</sup> Coeficiente de Poisson igual a 0,5 para todas as camadas.

<sup>3</sup> Coeficiente de Poisson igual a 0,2 para a camada superior e 0,4 para a inferior.

Fonte: autora.

## **5. ANÁLISE CRÍTICA DOS RESULTADOS DA RETROANÁLISE**

Neste capítulo, será feita uma análise crítica dos resultados obtidos na retroanálise, tendo em vista a aplicabilidade das metodologias apresentadas, bem como a avaliação do parâmetro de ganho de rigidez promovido pela geocélula no trecho experimental e seus fatores de influência analisados, como o efeito do subleito e a espessura da camada granular.

A princípio, se discutirá a aderência entre os resultados dos módulos das camadas granulares retroanalizados em sua condição de campo e aqueles obtidos por procedimentos empíricos de caracterização elástica disponíveis na prática de pavimentos. Em sequência, se apresentará o cálculo do fator de melhoria do módulo (MIF) para a situação de campo e uma discussão sobre a definição deste parâmetro em fase de projeto. Por fim, avalia-se a aderência dos resultados das soluções analíticas baseadas em sistemas de dupla camada em relação aos valores determinados pelo emprego do software MnLayer, bem como discute-se a aplicabilidade destas soluções analíticas para dimensionamento de infraestrutura de transportes com reforço com geocélula.

### **5.1. Aplicabilidade dos métodos empíricos para caracterização elástica de camadas granulares**

Diferentes procedimentos disponíveis na literatura descrevem formulações para determinar o módulo de elasticidade de materiais granulares considerando o efeito das camadas de suporte e subleito conforme discutido previamente no item 2.3.2.1 da Revisão Bibliográfica do presente trabalho (AUSTROADS 2017; Israel Road Authority 2003; Shell International Petroleum Company 1978; STAC 2016). Alguns métodos, inclusive, são referidos em dimensionamento de pavimentos reforçados com geocélulas (Kief e Ph 2015; Vega et al. 2018) e geogrelhas (Giroud e Han 2004a; b).

Esses métodos apresentam formulações empíricas que reduzem o valor do módulo da camada granular, em relação aos seus valores de referência, dependendo da espessura dessa camada e da rigidez da camada de suporte. Devido a este processo, o termo "degradação" do módulo de elasticidade será usado aqui para se referir a essas abordagens.

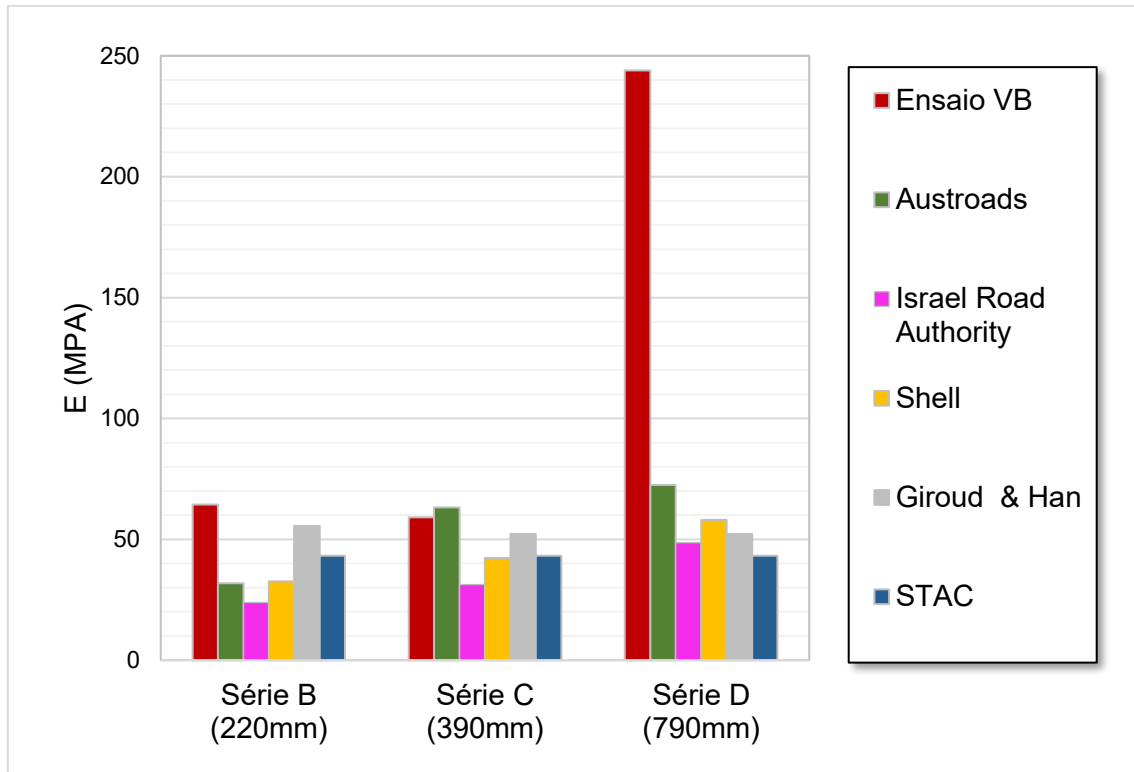
Para avaliação da aplicabilidade destes métodos, realizou-se uma comparação entre o módulo obtido por meio das formulações empíricas e aquele obtido pela retroanálise de ensaios de campo, no caso o ensaio de VB. Esse ensaio foi empregado para esta análise devido à compatibilidade dos valores obtidos por meio de sua retroanálise com os valores referenciais de módulo para camadas granulares disponíveis na prática de pavimentos. Utilizando como dado de entrada o valor do módulo do subleito ( $E_s$ ) do ensaio VB, os módulos das camadas granulares de BGS não reforçadas ( $E_{u,220}$ ,  $E_{u,390}$  e  $E_{u,790}$ ) foram estimados pelas formulações apresentadas nos métodos citados. Os valores obtidos foram então comparados com os resultados retroanalizados do ensaio VB para as mesmas camadas granulares.

No caso do procedimento da Austroads (2017), o parâmetro de entrada não se refere apenas ao módulo do subleito, mas também ao módulo de elasticidade máximo que a camada granular analisada poderia atingir. Para este parâmetro, será adotado o valor médio determinado para a camada de 790 mm de BGS (244 MPa) do ensaio VB, visto que está dentro da faixa presumida na literatura, conforme discutido anteriormente. Além disso, o método Austroads considera uma subdivisão da camada em cinco partes e determina um módulo para cada uma das subcamadas. Como os resultados do ensaio VB correspondem a toda a camada, o valor obtido da Austroads será contabilizado como o módulo médio das cinco subcamadas para permitir comparações com os módulos retroanalizados (Vega et al. 2018).

Outra particularidade se refere ao método de Giroud & Han (2004a,b), que utiliza uma relação entre os valores de CBR do material granular e do subleito, que foram assumidos como 111,9% e 3,6%, respectivamente, conforme previamente apresentado no item 3.2 (p. 63).

A comparação entre os resultados das abordagens mencionadas e os módulos médios retroanalizados do ensaio VB está apresentada no gráfico da Figura 27.

**Figura 27. Comparação entre os módulos obtidos pela retroanálise do ensaio VB ( $E_{u,220}$ ,  $E_{u,390}$  e  $E_{u,790}$ ) e aqueles obtidos pela aplicação de métodos empíricos de caracterização elástica.**



Fonte: autora.

Os resultados apresentados na Figura 27 mostram que os procedimentos de degradação estimam valores de módulos ligeiramente inferiores aos valores retroanalizados, exceto para a condição de camada de BGS de 390 mm (Série C). O método da Israel Road Authority (2003) se destaca por fornecer os resultados mais divergentes daqueles obtidos para a condição de campo, no caso das camadas granulares de 220 mm e 390 mm.

Para a camada granular de 220 mm (Série B), todos os procedimentos de degradação subestimaram o valor do módulo em relação aos resultados da VB com erro variando de 19 a 65% (média de 45%) – em geral, os procedimentos subestimaram o módulo pela metade do valor observado em campo. Uma possível explicação para este comportamento se refere à espessura reduzida da camada, mais rígida que o subleito de baixa capacidade de suporte. Esta condição não é usual em um pavimento, onde a prática corrente se refere à adoção de camadas mais espessas sobre subleitos de baixa capacidade de suporte ou um conjunto de materiais granulares com aumento gradual de

módulos no sentido ascendente (Burmister 1962). Burmister (1962) também sugere que a espessura total acima do nível do subleito não deve ser inferior a cerca de 300 mm, valor abaixo do qual se verifica um mau desempenho da estrutura, devido à compactação inadequada da camada granular sobre um subleito pouco rígido.

O gráfico da Figura 27 mostra, para a camada de BGS de 390 mm (Série C), uma boa concordância entre os procedimentos empíricos apresentados e os resultados experimentais de campo. O método da Austroads (2017) conseguiu atingir um valor de módulo de elasticidade com erro de apenas 1% em relação ao módulo retroanalísado da VB. Com exceção do método do Israel Road Authority (2003), que apresentou um erro de 50%, todos os outros métodos forneceram módulos de elasticidade na faixa de 42 a 63 MPa, suficientemente próximos do valor de 59 MPa de campo. Os resultados baseados nos ensaios do trecho experimental mostram, portanto, que para uma camada de BGS de espessura de 390 mm executada sobre um subleito de baixa rigidez, os métodos empíricos de degradação podem prever resultados compatíveis com os observados em ensaios de campo.

Para a Série D (camada de BGS de 790 mm), observou-se que os procedimentos empíricos subestimaram o valor do módulo em relação aos resultados de campo. Para esta espessura de camada, os resultados desenvolveram erros de 63 a 82%, com média de 76%. Com exceção do método de Austroads, que previu um módulo de 73 MPa, os métodos alternativos calcularam valores próximos uns dos outros e cerca de 5 vezes menores que o obtido para a VB (244 MPa). Conforme discutido anteriormente na análise dos resultados experimentais da VB, os resultados de campo sugerem que existe uma espessura de camada granular a partir da qual o efeito da rigidez do subleito não influencia o módulo desta camada. Com base nas variáveis e resultados deste estudo, esta espessura deve estar entre os valores de 390 e 790 mm.

Em geral, é importante observar que os procedimentos de degradação de módulo fornecem valores muito próximos entre si para todas as condições. Todos os métodos determinaram valores mais conservadores em comparação aos obtidos a partir de resultados in situ – sendo, portanto, resultados à favor da segurança. Levando em consideração que os resultados da retroanálise dos

ensaios de campo mostram a influência do subleito fraco em diminuir o módulo das camadas granulares e, que os métodos avaliados têm a capacidade de gerar valores de módulos degradados em função destas mesmas condições, pode-se dizer que estes métodos apresentam coerência e aplicabilidade para emprego em dimensionamentos expeditos da estrutura de um pavimento, especialmente no caso daqueles reforçados com geocélulas.

O item a seguir discutirá a definição do módulo da camada reforçada e se esta deverá considerar os mesmos fatores de influência (espessura e condição do subleito) avaliados para as camadas granulares.

## **5.2. Determinação do fator de melhoria do módulo (MIF)**

Um dos maiores desafios para expandir o uso do reforço de geocélulas para infraestrutura de transportes reside na dificuldade de quantificar seu ganho estrutural em termos de melhoria do módulo de elasticidade do material granular no qual o reforço é aplicado. Vários autores avaliaram o aumento do módulo de elasticidade devido ao reforço de geocélulas e seus mecanismos de reforço relacionados (Avesani Neto et al., 2013; Han, Yang, Leshchinsky, & Parsons, 2008; Sanat K. Pokharel et al., 2010; Yang, 2010).

Conforme discutido na Revisão Bibliográfica deste trabalho, este aumento é traduzido quantitativamente pelo parâmetro denominado fator de melhoria do módulo (MIF), obtido a partir da razão do módulo de elasticidade do solo reforçado com geocélula e o módulo de elasticidade do solo não reforçado.

Usualmente a determinação do MIF é feita para condição de campo ou de laboratório (Inti & Tandon, 2021; Kief & Ph, 2015; Kief et al., 2011; S. K. Pokharel et al., 2016; Rajagopal et al., 2012), entretanto, os autores Garcia e Avesani Neto (2021) apresentaram um método analítico para determinação do MIF com adequada capacidade preditiva e que pode ser aplicado *a priori* da construção do pavimento reforçado, em fase de projeto. Ainda assim, permanecem incertezas sobre como aplicar o MIF na prática durante esta etapa de dimensionamento. Um questionamento relevante e frequente refere-se à qual módulo de elasticidade do material granular de preenchimento, ou seja, o módulo não reforçado, deve ser aplicado o MIF: um módulo granular máximo de



referência ( $E_{m\acute{a}x}$ ) disponível em manuais e na literatura técnica, por exemplo; ou um valor de módulo “degradado” considerando o efeito da condição da camada de suporte, como discute a diretriz holandesa (Vega et al. 2018).

Para responder à pergunta acima, calcularam-se os valores de MIF a partir dos módulos obtidos na retroanálise dos ensaios de campo da pista experimental. Os resultados retroanalizados dos ensaios PCP e VB foram aplicados para cálculo do MIF considerando o módulo de condição reforçada ( $E_r$  – Série E) e a condição não reforçada para as diferentes espessuras de BGS ( $E_{u,220}$ ,  $E_{u,390}$  e  $E_{u,790}$  – respectivamente Série B a D).

A Tabela 13 apresenta os valores de MIF calculados para ambos os ensaios considerando as diferentes espessuras de camada e os distintos métodos de retroanálise adotados. No caso do ensaio PCP, os valores de MIF apresentados se referem àqueles obtidos por meio de ambos os procedimentos de retroanálise, referentes ao software MnLayer e às soluções analíticas do sistema de dupla camada.

**Tabela 13. Determinação do MIF para as camadas de BGS de diferentes espessuras para cada método de retroanálise e ensaio analisado.**

Ensaio e método de retroanálise aplicado	MIF		
	Série B (220 mm)	Série C (390 mm)	Série D (790 mm)
Ensaio VB (software MnLayer)	9,3	10,1	2,5
Ensaio PCP (software MnLayer)	7,9	3,5	2,1
Ensaio PCP (soluções analíticas do Sistema de dupla camada)	8,3	3,6	2,5
Garcia & Avesani Neto (2021)		2,6	

Fonte: autora.

A Tabela 13 mostra que, para as menores espessuras das camadas granulares de 220 mm e 390 mm (Séries B e C), os valores obtidos para o MIF são os de maior magnitude e incompatíveis com os valores referenciais disponíveis na literatura, como o intervalo de 1,5 a 5 relatado por diferentes autores. No caso dos resultados da VB, os valores de MIF foram calculados na ordem de 10,

enquanto para a PCP, os valores obtidos foram de aproximadamente 4 e 8, ambos superiores à faixa reportada. Os valores elevados podem estar relacionados aos módulos de elasticidade de menor magnitude obtidos para as camadas de BGS de pequena espessura, empregadas como denominador na razão do fator de melhoria. Os menores módulos destas camadas derivam da condição de degradação decorrente do subleito de baixa capacidade de suporte e da pequena espessura dessas camadas.

Ao comparar os resultados obtidos para cada ensaio (VB e PCP) a partir do software MnLayer, nota-se certa consistência entre os valores de MIF para uma mesma espessura de camada, exceto para a Série C (390 mm). Considerando as séries B e D, as diferenças no valor de MIF obtido para os dois tipos de ensaio foi de cerca de 10 a 15%. No entanto, a diferença obtida para a Série C foi significativamente maior, sendo o MIF determinado a partir do ensaio PCP (10,1) cerca de 3 vezes maior que aquele determinado para o ensaio VB (3,5). Essa divergência pode ser decorrente das limitações já discutidas, quanto às diferentes condições dos ensaios, como metodologia de medição de deflexão, nível de deformação, característica de carregamento, dentre outras, bem como dos pontos outliers observados na execução do ensaio VB na camada de 390 mm de BGS em questão.

Em relação às metodologias de retroanálise utilizadas para interpretação do ensaio PCP – isto é, as soluções de dupla camada e o uso do software MnLayer - verifica-se que o MIF obtido por ambas gerou valores muito semelhantes entre si, com diferenças relativas de cerca de 16%.

Ao contrário do que ocorreu para pequenas espessuras de BGS, valores de MIF entre 2,1 e 2,5 determinados a partir do módulo de camada granular de 790 mm (Série D), resultaram dentro da faixa relatada por diversos estudos. De fato, o MIF determinado por ambos os ensaios nesta condição de camada gerou valores muito próximos, com diferença absoluta de 0,4 e diferença relativa de cerca de 16%. Conforme avaliado na discussão sobre a aplicabilidade dos métodos empíricos de caracterização elástica, a camada de 790 mm foi capaz de manter a rigidez máxima do material granular devido à sua grande espessura, reduzindo a razão entre os módulos reforçados e não reforçados e gerando um valor de MIF dentro da faixa esperada.

O resultado obtido é um importante indicativo para aplicação do MIF em dimensionamento de pavimentos reforçados pelo método mecanicista-empírico (ME). Para adoção do ME, o módulo de camada reforçada com geocélula deve ser empregado como parâmetro de entrada. Uma vez que o dimensionamento de um pavimento é uma condição *a priori* da sua construção e, que assim os parâmetros a serem utilizados devem ser adotados ou arbitrados, o módulo da camada reforçada é geralmente determinado pela multiplicação do módulo não reforçado do material de preenchimento da geocélula pelo valor MIF, ou seja,  $E_r = E_u \times \text{MIF}$ . Portanto, considerando que os ensaios de campo mostram fazer sentido a aplicação de um módulo da camada granular referencial máximo para determinação do MIF, entende-se não ser necessário a degradação do módulo não reforçado da camada granular em função de sua espessura ou condição de subleito conforme recomendado atualmente pela diretriz holandesa. Esta conclusão é coerente do ponto de vista do princípio de funcionamento da geocélula, já que a presença das células interligadas garante o confinamento adequado na camada granular, mesmo em uma condição de suporte de baixa rigidez. Se as paredes das células são suficientemente rígidas, há uma interação solo-reforço adequada e se as dimensões da célula são compatíveis com as dimensões da carga e da camada, a geocélula pode fornecer satisfatoriamente uma condição de confinamento que permite que o material granular de enchimento atinja seu módulo máximo.

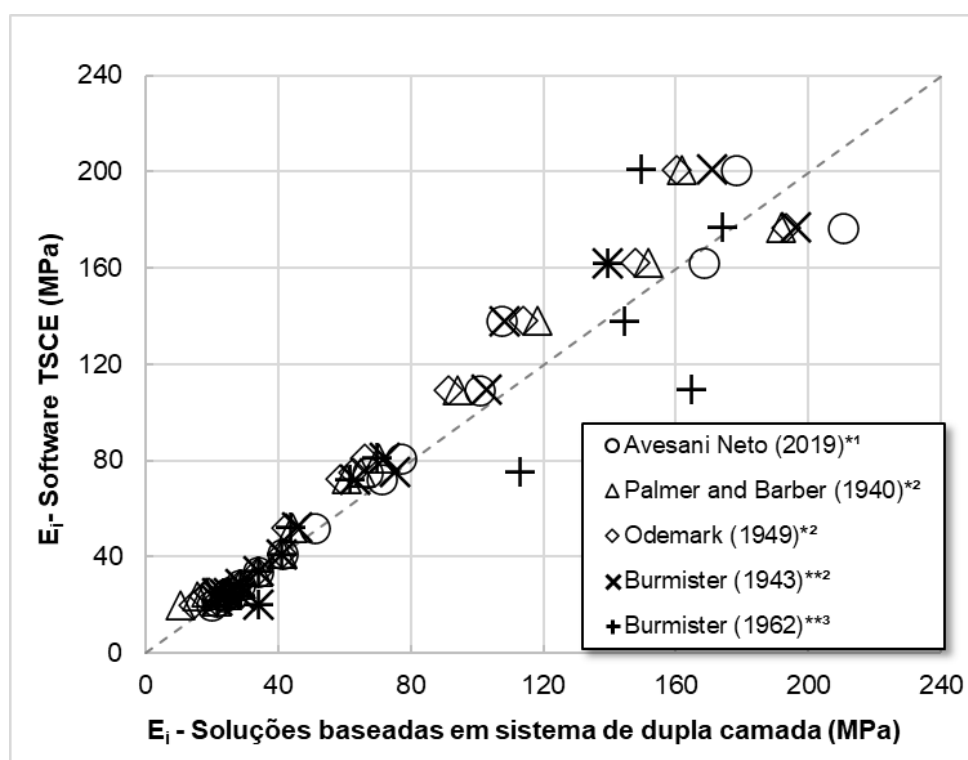
A Tabela 13 também apresenta o valor do MIF determinado teoricamente a partir da formulação analítica proposta por Garcia e Avesani Neto (2021). Para calcular o MIF por este método, os seguintes parâmetros para a BGS foram considerados com base nos ensaios in situ e nas recomendações de Duncan et al. (1980):  $\gamma = 22,8 \text{ kN/m}^3$ ,  $c' = 0$ ,  $\phi' = 45^\circ$ ,  $R_f = 0,8$ ,  $k = 1200$ ,  $k_u/k = 1,2$ ,  $n = 0,4$ . No caso da geocélula, foram utilizados os parâmetros apresentados no item 3.2.3. A tensão de compactação foi obtida pelo procedimento sugerido por Ehrlich e Mitchell (1994) para o rolo compactador empregado em campo, com força dinâmica vertical de 360 kN e comprimento de rolo igual a 2,13 m. O valor de MIF obtido por meio desta solução analítica foi de 2,6, próximo ao intervalo de 2,1 a 2,5 determinado para os ensaios de campo no caso da camada de 790 mm. Esse resultado indica que a abordagem analítica proposta por esses autores possui

adequado potencial preditivo para cálculo do MIF dentro da amostragem de ensaios realizados no presente estudo.

### 5.3. Aplicabilidade das soluções analíticas baseadas em sistema de dupla camadas

A Figura 28 mostra a comparação dos resultados obtidos da retroanálise do ensaio PCP, por meio do software MnLayer e das soluções analíticas do sistema de dupla-camada. Os resultados indicados consideraram o nível de deformação de 0,3%.

**Figura 28. Comparação dos resultados da retroanálise do ensaio PCP pelo software MnLayer e pelas soluções do sistema de dupla-camada.**



**Notas:**

\* Solução baseadas na espessura equivalente

\*\* Soluções rigorosas

<sup>1</sup> Coeficiente de Poisson conforme descrito na Tabela 6 (p. 81).

<sup>2</sup> Coeficiente de Poisson igual a 0,5 para todas as camadas.

<sup>3</sup> Coeficiente de Poisson igual a 0,2 para a camada superior e 0,4 para a inferior.

Fonte: autora.

Do gráfico, observa-se que em geral os módulos das camadas calculados pelas metodologias analíticas do sistema de dupla-camada geraram valores

consistentes com os obtidos pelo software derivado da solução TSCE, principalmente para valores de módulos menores.

De fato, para a condição de subleito (Série A) os valores obtidos por ambas as metodologias foram exatamente os mesmos. Para os valores maiores de módulo, os resultados tendem a se distanciar, sendo que os obtidos pelo software apresentam um padrão consistente e ligeiramente superior àqueles obtidos pela análise em dupla-camada. Esta tendência decorre, possivelmente, do fato de valores de módulos mais altos estarem associados a uma condição com mais de duas camadas (camadas mais rígidas ou mais espessas) para as quais a solução do sistema em dupla-camada é menos precisa.

Além disso, os coeficientes de Poisson utilizados nestas soluções são pré-estabelecidos e diferentes daqueles adotados na retroanálise do software MnLayer – com exceção da abordagem de Avesani Neto (2019) que permite inserir valores para as camadas superior ( $v_1$ ) e inferior ( $v_2$ ). De todo modo, os resultados da Figura 28 mostram que a utilização de soluções analíticas do sistema de dupla-camada, simples de aplicar com apenas uma planilha eletrônica, são viáveis em termos de acurácia quando comparadas ao software derivado da TSCE.

Na comparação entre as soluções analíticas, verifica-se que a abordagem de Avesani Neto (2019) apresenta melhor convergência com os resultados da iteração em software, com erro médio de 5% - o que pode estar relacionado às semelhanças na definição do coeficiente de Poisson para ambos os métodos. A solução de Burmister (1943) resultou em um erro médio de 12%, enquanto outras soluções obtiveram erros entre 12% e 16%.

Os resultados da comparação discutida são um importante indicativo da aplicação de formulações analíticas para determinar o módulo de certa camada em casos expeditos ou análises preliminares de projetos de pavimentos de infraestrutura de transporte, como para fins de reforço com geocélulas. Além disso, pode ser conveniente usar soluções analíticas quando for necessário “agrupar” camadas para usá-las como parâmetro de entrada em softwares mecanicista-empíricos com limitação de número de camadas, ou também para

calcular um módulo composto de geocélulas, considerando a camada reforçada e sua cobertura granular.

## 6. CONCLUSÕES

A presente pesquisa se baseou em um trecho experimental aeroportuário, executado sobre um subleito de baixa capacidade de suporte, com uma seção reforçada com geocélula e uma seção de controle não reforçada, ambas submetidas a ensaios de campo para avaliação de seu desempenho. Foram realizados 18 ensaios de prova de carga em placa (PCP) e 84 ensaios de Viga Benkelman (VB) distribuídos no subleito, nas camadas granulares não reforçadas de diferentes espessuras (220 mm, 390 mm e 790 mm) e na camada granular reforçada com geocélula. O objetivo do estudo foi (i) examinar a influência do subleito e da espessura da camada no módulo obtido para as camadas granulares não ligadas; (ii) determinar o fator de melhoria do módulo (MIF) gerado pelo reforço e (iii) verificar a condição mais adequada para aplicar o MIF no projeto de infraestrutura de transportes, especialmente o valor do módulo não reforçado a ser aplicado neste parâmetro.

Com base nos resultados e discussões apresentados, tem-se as conclusões provenientes do estudo sumarizadas a seguir:

- Os resultados da retroanálise dos ensaios PCP mostraram que o aumento de espessura da camada granular acarreta o aumento do seu módulo de elasticidade. No caso da retroanálise dos ensaios VB, apenas para a maior espessura da camada granular (de 790 mm), observa-se de forma direta o aumento do módulo obtido, visto que os módulos das camadas de 220 mm e 390 mm resultaram muito próximos na retroanálise deste ensaio.
- De modo geral, os resultados dos ensaios VB e PCP mostraram que há influência da espessura da camada granular em seu módulo de elasticidade quando esta é apoiada diretamente sobre um subleito de baixa capacidade de suporte. Portanto, conforme suportado por esse estudo, a caracterização do módulo da camada granular para fins de projeto de infraestrutura de transportes deve considerar o efeito da rigidez do subleito e/ou das camadas subjacentes, bem como a espessura da própria camada granular.

- Os resultados da retroanálise mostraram que há um indicativo de uma certa espessura limite da camada granular, a partir da qual a influência da rigidez do subleito no módulo da camada granular é mínima. No presente estudo, esta espessura está entre 390 e 790 mm.
- Os métodos de caracterização elástica dos materiais granulares disponíveis na literatura técnica apresentaram boa aderência na determinação do módulo elástico, sob influência da condição do subleito e da espessura da camada, em especial para a condição de BGS de 390 mm. No entanto, todos eles geraram resultados conservadores para outras espessuras, principalmente para 790 mm, em que os métodos determinaram valores de módulos de 2,5 a 5 vezes menores que aqueles obtidos em campo.
- A comparação dos valores de MIF, calculados experimentalmente pela retroanálise dos ensaios PCP e VB, mostrou que há mais coerência em empregar o valor do módulo de elasticidade máximo do material granular não reforçado para a determinação do MIF, dado que os valores de módulos degradados (sob influência do subleito e da espessura da camada) implicam em valores de MIF incompatíveis com a faixa de valores referenciais desse parâmetro na literatura técnica.
- O valor de MIF determinado teoricamente a partir da formulação analítica proposta por Garcia e Avesani Neto (2021) resultou muito próximo dos valores obtidos em campo, indicando potencial para aplicação desta abordagem analítica em fase de projeto.
- A aplicação das soluções analíticas baseadas no sistema de dupla-camada apresentou resultados convergentes com aqueles determinados pelo emprego do software MnLayer baseado na TSCE, especialmente para a solução de Avesani Neto (2019), com erros limitados a 5%. Sendo assim, as soluções analíticas em questão correspondem a uma alternativa de fácil aplicação para pré-dimensionamento de pavimentos reforçados com geocélula.

É importante observar que as contribuições provenientes da presente pesquisa podem ser úteis para orientar projetos de infraestruturas de transportes reforçadas com geocélulas, mas devem ser usadas com cautela devido às



condições específicas nas quais este estudo foi baseado, como a faixa limitada de espessuras granulares e a condição específica do subleito local.

Nessa perspectiva, o presente trabalho abre possíveis caminhos para futuras pesquisas. À exemplo disso, sugere-se o emprego de simulação numérica, baseada no método dos elementos finitos, para avaliação paramétrica dos fatores intervenientes nos resultados de MIF. Os parâmetros a serem avaliados podem referir-se à geometria da geocélula, como sua altura e abertura, no sentido de verificar se há limitação do ganho promovido pelo reforço em condições distintas de geometria deste, especialmente no caso de a camada reforçada apoiar-se sobre um subleito de baixa capacidade de suporte. Pode-se arbitrar também condições distintas para o subleito na análise proposta, parametrizadas por diferentes valores de módulo de elasticidade do subleito. Os resultados da presente pesquisa e de estudos similares podem ser adotados para calibração dos modelos numéricos propostos.

Outra sugestão de linha de pesquisa refere-se à avaliação da manutenção do valor do MIF da camada reforçada ao longo da vida útil do pavimento. Esta avaliação pode valer-se de ensaios do tipo não destrutivos para aferição do módulo da camada reforçada em situação de campo em determinados intervalos de tempo durante a vida útil do pavimento. O entendimento do comportamento do pavimento reforçado em seu estado limite de serviço é um tema de pesquisa ainda incipiente, visto que carecem pesquisas que permitam o diagnóstico da camada reforçada quanto a sua condição resiliente, a qual é usualmente analisada por meio de ensaios de carga repetida, e não através de avaliações *in situ* durante a operação.

## 7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO. (2008). *Mechanistic-empirical pavement design guide: a manual of practice*. Washington: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Abu-Farsakh, M. Y. M. Y., Alshibli, K., Nazzal, M., & Seyman, E. (2004). *Assessment of In-Situ Test Technology for Construction Control of Base Courses and Embankments*. FHWA/LA.04/389. Baton Rouge: Louisiana Transportation Research Center.
- AFNOR. (2000). *NF P94-117-1 - Sols: reconnaissance et essais. Portance des plates-formes. Partie 1: Module sous chargement statique à la plaque (EV2)*. Paris: Association Française de Normalisation.
- Al-Qadi, I. L., & Hughes, J. J. (2000). Field evaluation of geocell use in flexible pavements. *Transportation Research Record*, 1709(1709), 26–35. Recuperado de <https://doi.org/10.3141/1709-04>
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2016a). *NBR 7181 - Solo - Análise granulométrica*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2016b). *NBR 7182 - Solo - Ensaio de Compactação*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2016c). *NBR 9895 - Solo - Índice de Suporte Califórnia (ISC) - Método de Ensaio*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2016d). *NBR6459 - Solo - Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2016e). *NBR7180 - Solo - Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- ASTM D6951. (2009). *Standard test method for use of the dynamic cone penetrometer in shallow pavement applications*. West Conshohocken: American Society for Testing and Materials.
- ASTM E2254. (2013). *Standard test method for storage modulus calibration of dynamic mechanical analysers*. West Conshohocken: American Society for Testing and Materials.
- AUSTROADS. (2017). *Guide to Pavement Technology. Part 2: Pavement Structural Design*. Sydney: Austroads.
- Avesani Neto, J. O. (2013). *Desenvolvimento de uma metodologia de cálculo e simulações numéricas aplicadas na melhoria da capacidade de carga de solos reforçados com geocélula*. (Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo), São Carlos. Recuperado de <https://doi.org/10.11606/T.18.2013.tde-13082013-091655>

- Avesani Neto, J. O. (2019). Application of the two-layer system theory to calculate the settlements and vertical stress propagation in soil reinforcement with geocell. *Geotextiles and Geomembranes*, 47(1), 32–41. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2018.09.003>
- Avesani Neto, J. O., Bueno, B. S., & Futai, M. M. (2013). A bearing capacity calculation method for soil reinforced with a geocell. *Geosynthetics International*, 20(3), 129–142. Recuperado de <https://doi.org/10.1680/gein.13.00007>
- Avesani Neto, J. O., Bueno, B. S., Futai, M. M., & Bueno, B. S. (2015). Evaluation of a calculation method for embankments reinforced with geocells over soft soils using finite-element analysis. *Geosynthetics International*, 22(6), 1–13. Recuperado de <https://doi.org/10.1680/gein.15.00024>
- Avesani Neto, J. O., & Rodrigues, D. (2021). Instrumented load tests and layered elastic theory analysis of a large-scale EPS block embankment. *Transportation Geotechnics*, 26, 100442. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2020.100442>
- Ayithi, A., & Hiltunen, D. R. (2017). Base Course Resilient Modulus for the Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide. In *Geotechnical Frontiers 2017 GSP 277* (p. 263–271). Recuperado de <https://doi.org/10.1061/9780784480441.028>
- Ba, M., Fall, M., & Tinjum, J. (2015). Comparison of Laboratory Resilient Modulus with Elastic Moduli measured with Soil Stiffness Gauge and Back-Calculated from Large Scale Model Experiment of Unbound Base Course. In *International conference - Innovations in Construction*.
- Badakhshan, E., Noorzad, A., Bouazza, A., & Zamani, S. (2018). Predicting the behavior of unbound granular materials under repeated loads based on the compact shakedown state. *Transportation Geotechnics*, 17, 35–47. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2018.05.001>
- Balbo, J. T. (2015). *Pavimentação asfáltica: materiais, projeto e restauração*. São Paulo: Oficina de Textos.
- Bathurst, R. J., & Jarrett, P. M. (1988). Large-scale model tests of geocomposite mattresses over peat subgrades. *Transportation Research Record*, (1188), 28–36.
- Bathurst, R. J., & Karpurapu, R. (1993). Large-Scale Triaxial Compression Testing of Geocell-Reinforced Granular Soils Geocell-Soil Confinement in Reinforcement Applications. *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, 16(3), 296–303. Recuperado de <https://doi.org/10.1520/GTJ10050J>
- Bernucci, L. B., Motta, L. D., Ceratti, J. A. P., & Soares, J. B. (2008). *Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros*. Rio de Janeiro: Petrobrás.
- Boussinesq, J. (1885). Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques: principalement au calcul des déformations et des pressions que produisent, dans ces solides, des efforts quelconques exercés sur une petite partie de leur surface. *Mémoires de la*

- Briaud, J. L., & Seo, J. (2003). Intelligent compaction: Overview and Research Needs. *Texas A&M University*, 1–84.
- Brown, S. F. (1996). Soil mechanics in pavement engineering. *Geotechnique*, 46(3), 383–426. Recuperado de <https://doi.org/10.1680/geot.1996.46.3.383>
- Burmister, D. M. (1943). Theory of stress and displacement in layered system and applications to the design of airport. In *Proceedings of Annual Meeting of the Transportation Research Board, Highway Research Board* (Vol. 222, p. 89–94). Washington.
- Burmister, D. M. (1945a). The general theory of stresses and displacements in layered soil systems. III. *Journal of Applied Physics*, 16(5), 296–302. Recuperado de <https://doi.org/10.1063/1.1707590>
- Burmister, D. M. (1945b). The general theory of stresses and displacements in layered systems. I. *Journal of Applied Physics*, 16(2), 89–94. Recuperado de <https://doi.org/10.1063/1.1707558>
- Burmister, D. M. (1956). Stress and displacement characteristics of a two-layered rigid base soil system: influence diagrams and practical applications. *Highway Research Board Bulletin*, 177, 26–54.
- Burmister, D. M. (1962). Applications of layered system concepts and principles to interpretations and evaluations of asphalt pavement performance and to design and construction. In *International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements* (Vol. 203).
- Cai, Y., Sangghaleh, A., & Pan, E. (2015). Effect of anisotropic base/interlayer on the mechanistic responses of layered pavements. *Computers and Geotechnics*, 65, 250–257. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/J.COMPGeo.2014.12.014>
- Chang, C. S., Agedoke, C. W., & Selig, E. T. (1980). Geotrack Model for Railroad Track Performance. *Journal of Geotechnical Engineering*, 106(GT11), 1201–1218.
- Chang, G., Xu, Q., Rutledge, J., Horan, B., Michael, L., White, D., & Vennapusa, P. (2011). Accelerated Implementation of Intelligent Compaction Technology for Embankment Subgrade Soils, Aggregate Base, and Asphalt Pavement Materials Final Report Publication No. FHWA-IF-12-002 July 2011 i.
- Chen, R. H., Huang, Y. W., & Huang, F. C. (2013). Confinement effect of geocells on sand samples under triaxial compression. *Geotextiles and Geomembranes*, 37, 35–44. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2013.01.004>
- CNR B.U. 146. (1992). *Prove di carico con piastra, Il modulo di compressibilità*. Roma: Consiglio Nazionale delle Ricerche.
- CNT. (2017). Transporte rodoviário: por que os pavimentos das rodovias do Brasil não duram? Recuperado 9 de janeiro de 2022, de <https://repositorio.itl.org.br/jspui/handle/123456789/191>

- Dash, S. K. (2010). Influence of relative density of soil on performance of geocell-reinforced sand foundations. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 22(533–538).
- Dash, S. K., Krishnaswamy, N. R., & Rajagopal, K. (2001). Bearing capacity of strip footings supported on geocell-reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes*, 19(4), 235–256. Recuperado de [https://doi.org/10.1016/S0266-1144\(01\)00006-1](https://doi.org/10.1016/S0266-1144(01)00006-1)
- Dash, S. K., Rajagopal, K., & Krishnaswamy, N. R. (2001). Strip footing on geocell reinforced sand beds with additional planar reinforcement. *Geotextiles and Geomembranes*, 19(8), 529–538. Recuperado de [https://doi.org/10.1016/S0266-1144\(01\)00022-X](https://doi.org/10.1016/S0266-1144(01)00022-X)
- Dash, S. K., Rajagopal, K., & Krishnaswamy, N. R. (2004). Performance of different geosynthetic reinforcement materials in sand foundations. *Geosynthetics International*, 11(1), 35–42.
- 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(4), 197–219. Recuperado de [https://doi.org/10.1016/S0266-1144\(03\)00017-7](https://doi.org/10.1016/S0266-1144(03)00017-7)
- de Aguiar, A. G., Boas, E. L. B. V., & Ramos, B. A. S. R. (2012). Aplicação do Método de Dimensionamento de Pavimento Aeroportuário da FAA de 2016 ao Aeroporto Internacional de Brasília/DF. In *Geocentro*. Brasília, DF.
- De Barros, S. T. (1966). Deflection factor charts for two-and three-layer elastic systems. *Highway Research Record*, (145).
- DIN. (2012). *DIN 18134: Soil - Testing procedures and testing equipment - Plate load test*. Berlin: Deutsches Institut für Normung.
- DNER-ME 024. (1994). *Determination of pavement deflections using the benkelman beam*. Brasília: Departamento Nacional de Estradas de Rodagem.
- DNER-ME 092. (1994). *Solos - Determinação da massa específica aparente “in situ” com emprego do frasco de areia - Método de Ensaio*. Brasília: Departamento Nacional de Estradas de Rodagem.
- DNIT. (2006). *Manual de Pavimentação*. (D.N. de I. de Transportes,Org.). Brasília: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.
- DNIT. (2017). *DNIT 410/2017 - ME - Solos - Prova de carga estática em placa para controle de qualidade na execução de aterros solo-enrocamento*. Brasília: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.
- Dorman, G. M., & Metcalf, C. T. (1965). Design curves for flexible pavements based on layered system theory. *Highway Research Record*, (71).
- Duncan, J. M., Byrne, P., Wong, K. S. K., & Mabry, P. (1980). Strength, stress–strain and bulk modulus parameters for finite element; analyses of stresses and movements in soil masses. *Geotechnical engineering - Research Report UCB/GT/80-01*.

- Ehrlich, M., Mimoradi, S. H., & Saramago, R. P. (2012). Evaluation of the effect of compaction on the behavior of geosynthetic-reinforced soil walls. *Geotextiles and Geomembranes*, 34, 108–115.
- Ehrlich, Mauricio, & Mitchell, J. K. (1994). Working Stress Design Method for Reinforced Soil Walls. *Journal of Geotechnical Engineering*, 120(4), 625–645. Recuperado de [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1994\)120:4\(625\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1994)120:4(625))
- Emersleben, A., & Meyer, N. (2008). Bearing capacity improvement of asphalt paved road constructions due to the use of geocells-falling weight deflectometer and vertical stress measurements. *Geosynthetics in Civil and Environmental Engineering - Geosynthetics Asia 2008: Proceedings of the 4th Asian Regional Conference on Geosynthetics*, 747–753. Recuperado de [https://doi.org/10.1007/978-3-540-69313-0\\_136](https://doi.org/10.1007/978-3-540-69313-0_136)
- EN 13285. (2018). *Unbound mixtures: specifications*. Brussels: European Committee for Standardization.
- FAA. (1978). *Airport Pavement Design and Evaluation – AC No. 150/5320-6C*. Washington: Federal Aviation Administration.
- FAA. (1995). *Airport Pavement Design and Evaluation – AC No. 150/5320-6D*. Washington: Federal Aviation Administration.
- FAA. (2020). *Airport Pavement Design and Evaluation – AC No. 150/5320-6G*. Washington: Federal Aviation Administration.
- Faghri, M., Sadd, M. H., Cardin, J., Daly, P., Park, K., Tanaka, C., & Gonçalves, E. (2002). Performance improvement of open-graded asphalt mixes. *University of Rhode Island Transportation Center Report URI-TC Project*, 536144, 43.
- Fazeli Dehkordi, P., Ghazavi, M., & Karim, U. F. A. (2021). Bearing capacity-relative density behavior of circular footings resting on geocell-reinforced sand. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 1–25. Recuperado de <https://doi.org/10.1080/19648189.2021.1884901>
- Fernandes, M. M. (2020). *Analysis and design of geotechnical structures*. CRC Press.
- Fox, L. (1948). Computation of Traffic Stresses in a Simple Road Structure. In *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. (Vol. 2, p. 236–246).
- Franco, F. A. C. P., & Motta, L. M. G. (2020). *Execução de estudos e pesquisa para elaboração de análise mecanístico-empírica de dimensionamento de pavimentos asfálticos. Manual para utilização do Método Mecanístico-Empírico MeDiNa*. Rio de Janeiro: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.
- Garcia, R. S., & Avesani Neto, J. O. (2021). Stress-dependent method for calculating the modulus improvement factor in geocell-reinforced soil layers. *Geotextiles and Geomembranes*, 49(1), 146–158. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2020.09.009>

- Giroud, J. P. (2008). Criteria for geotextile and granular filters. In *44th Terzaghi Lecture*. Reston, VA: ASCE.
- Giroud, J. P., & Han, J. (2004a). Design Method for Geogrid-Reinforced Unpaved Roads. I. Development of Design Method. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(8), 775–786. Recuperado de [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0241\(2004\)130:8\(775\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0241(2004)130:8(775))
- Giroud, J. P., & Han, J. (2004b). Design Method for Geogrid-Reinforced Unpaved Roads. II. Calibration and Applications. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(8), 787–797. Recuperado de [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0241\(2004\)130:8\(787\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0241(2004)130:8(787))
- Giroud, J. P., & Han, J. (2016a). Part. 1: Field Evaluation of the Performance of Unpaved Roads Incorporating Geosynthetics—Implementation, 34(2).
- Giroud, J. P., & Han, J. (2016b). Part. 2: Field Evaluation of the Performance of Unpaved Roads Incorporating Geosynthetics—Implementation. *Geosynthetics Magazine*, 34(3).
- Han, J., Thakur, J. K., Parsons, R. L., Pokharel, S. K., Leshchinsky, D., & Yang, X. (2013). A summary of Research on Geocell-Reinforced Base Courses. In *Proceedings of Design and Practice of Geosynthetic-Reinforced Soil Structures* (p. 351–358).
- Han, J., Yang, X., Leshchinsky, D., & Parsons, R. L. (2008). Behavior of geocell-reinforced sand under a vertical load. *Transportation Research Record*, 2045(2045), 95–101. Recuperado de <https://doi.org/10.3141/2045-11>
- Han, J., Yang, X. M., Leshchinsky, D., Parsons, R. L., & Rosen, A. (2008). Numerical analysis for mechanisms of a geocell-reinforced base under a vertical load. In *Geosynthetics in Civil and Environmental Engineering - Geosynthetics Asia 2008: Proceedings of the 4th Asian Regional Conference on Geosynthetics* (p. 741–746). Recuperado de [https://doi.org/10.1007/978-3-540-69313-0\\_135](https://doi.org/10.1007/978-3-540-69313-0_135)
- Hegde, A. M., & Sitharam, T. G. (2012). Performance of Shallow Footing on Geocell Reinforced Clay Bed Using Experimental and Numerical Studies. In *Proceedings of Indian Geotechnical Conference* (p. 536–539).
- Hegde, A. M., & Sitharam, T. G. (2015a). Effect of infill materials on the performance of geocell reinforced soft clay beds. *Geomechanics and Geoengineering*, 10(3), 163–173. Recuperado de <https://doi.org/10.1080/17486025.2014.921334>
- Hegde, A. M., & Sitharam, T. G. (2015b). Three-dimensional numerical analysis of geocell-reinforced soft clay beds by considering the actual geometry of geocell pockets. *Canadian Geotechnical Journal*, 52(9), 1396–1407. Recuperado de <https://doi.org/10.1139/cgj-2014-0387>
- Hegde, A., & Sitharam, T. G. (2015). Joint Strength and Wall Deformation Characteristics of a Single-Cell Geocell Subjected to Uniaxial Compression. *International Journal of Geomechanics*, 15(5), 04014080. Recuperado de [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gm.1943-5622.0000433](https://doi.org/10.1061/(asce)gm.1943-5622.0000433)

- Heukelom, W., & Klomp, A. (1962). Dynamic testing as a means of controlling pavements during and after construction. In *International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements* (Vol. 203). University of Michigan, Ann Arbor.
- Hicks, R. G., & McHattie, R. L. (1982). *Use of Layered Theory in the Design and Evaluation of Pavement Systems* (No. FHWA-AK-RD-83-8 Final Rpt.). Washington: Federal Highway Administration.
- Hicks, Russell G, & Monismith, C. L. (1971). Factors influencing the resilient response of granular materials. *Highway research record*, 345, 15–31.
- Holtz, R. D. (2017). 46th Terzaghi Lecture: Geosynthetic Reinforced Soil: From the Experimental to the Familiar. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 143(9). Recuperado de [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0001674](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0001674)
- Huang, Y. H. (2004). *Pavement Analysis and Design*. Pearson. Londres: Pearson.
- Hveem, F. N. (1938). Progress in Research as Applied to Maintenance of Bituminous Surfaces. In *Proc. Montana National Bit.* (p. 160).
- Indraratna, B., Biabani, M. M., & Nimbalkar, S. (2015). Behavior of Geocell-Reinforced Subballast Subjected to Cyclic Loading in Plane-Strain Condition. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 141(1), 04014081. Recuperado de [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0001199](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0001199)
- Inti, S., & Tandon, V. (2021). Design of geocell reinforced roads through fragility modeling. *Geotextiles and Geomembranes*, 49(5), 1085–1094. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2021.03.003>
- IP-08. (2004). *Análise Mecanicista à fadiga de estruturas de pavimento*. São Paulo: Prefeitura de São Paulo.
- Isik, A., & Gurbuz, A. (2020). Pullout behavior of geocell reinforcement in cohesionless soils. *Geotextiles and Geomembranes*, 48(1), 71–81. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2019.103506>
- ISO 10319. (2015). Geosynthetics — Wide-width tensile test. Geneva: International Organization for Standardization.
- Israel Road Authority. (2003). *Design Guidelines for Asphalt Highway Structural Pavements*. Tel Aviv: Israel Road Authority.
- Ivanov, N. N. (1962). Calcul des Chaussées Souples Soumises a des Charges Repetees de Courte Duree. *Routes*.
- Jones, A. (1962). Tables of stress in three-layer elastic systems. *Highway Research Board Bulletin*, (342).
- Khalili, N., Geiser, F., & Blight, G. E. (2004). Effective stress in unsaturated soils: Review with new evidence. *International Journal of Geomechanics*. Recuperado de [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1532-3641\(2004\)4:2\(115\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1532-3641(2004)4:2(115))
- Khazanovich, L., & Wang, Q. (2007). MnLayer: High-Performance Layered



- Elastic Analysis Program. *Transportation Research Record*, 2037(1), 63–75. Recuperado de <https://doi.org/10.3141/2037-06>
- Kief, O., & Ph, D. (2015). Structural Pavement Design with Geocells made of Novel Polymeric Alloy. In *Geosynthetics Conference 2015* (p. 1–10). Portland, Oregon.
- Kief, O., Veeragavan, A., Chandramouli, S., & Rajagopal, K. (2011). Geocell-Reinforced Bases. *Geosynthetics India*, 1–10.
- Lay, M. G. (1990). *Handbook of Roas Technology, Volume 1: Planning and Pavements* (2nd editio). Gordon and Breach Publishers.
- Livneh, M., & Livneh, N. A. (2014). Design of Railway Trackbeds with Geocells. In *Proceedings of the International Conference on Road and Rail Infrastructure CETRA*.
- Love, A. E. H. (1928). The Stress Produced in a Semi-Infinite Body by Pressure on Part of the Boundary. *Philosophical Trans. of the Royal Society*, 576–582.
- Madhavi Latha, G. (2000). *Investigations on the behaviour of Geocell supported embankments*. (Tese de Doutorado, Indian Institute of Technology of Madras), Chennai.
- Mandal, J. N., & Gupta, P. (1994). Stability of geocell-reinforced soil. *Construction and Building Materials*, 8(1), 55–62. Recuperado de [https://doi.org/10.1016/0950-0618\(94\)90009-4](https://doi.org/10.1016/0950-0618(94)90009-4)
- Masada, T., Sargand, S. M., Abdalla, B., & Figueroa, J. L. (2004). *Material properties for implementation of mechanistic-empirical (M-E) pavement design procedures*.
- McLeod, N. W. (1963). Some notes on pavement structural design. *Highway Research Record*, (13), 66–141.
- Medina, J., & da Motta, L. M. G. (2015). *Mecânica dos pavimentos*. Rio de Janeiro: Interciência.
- Mehdipour, I., Ghazavi, M., & Moayed, R. Z. (2013). Numerical study on stability analysis of geocell reinforced slopes by considering the bending effect. *Geotextiles and Geomembranes*, 37, 23–34. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2013.01.001>
- Mengelt, M. J., Edil, T. B., & Benson, C. H. (2000). *Reinforcement of Flexible Pavements Using Geocells. Geo Engineering Report No. 00-04*.
- Mhaskar, S. Y., & Mandalt, J. N. (1996). Investigation on soft clay subgrade strengthening using geocells. *Construction and Building Materials*, 10(4), 281–286. Recuperado de [https://doi.org/10.1016/0950-0618\(95\)00083-6](https://doi.org/10.1016/0950-0618(95)00083-6)
- MINISTÉRIO DA DEFESA DO BRASIL. (2020). 6º Batalhão de Engenharia de Construção inicia trabalho inovador em tecnologia israelense de geocélulas. Recuperado 23 de outubro de 2020, de [https://www.eb.mil.br/web/noticias/noticiario-do-exercito/-/asset\\_publisher/MjaG93KcunQl/content/id/10354856](https://www.eb.mil.br/web/noticias/noticiario-do-exercito/-/asset_publisher/MjaG93KcunQl/content/id/10354856)
- Mitchell, J. K., Kao, T.-C., & Kavazanjian Jr, E. (1979). *Analysis of Grid Cell*

- Reinforced Pavement Bases*. Berkeley: Geotechnical Laboratory (U.S.); Engineer Research and Development Center (U.S.).
- Moghaddas Tafreshi, S. N., Darabi, N. J., & Dawson, A. R. (2020). Combining EPS geofom with geocell to reduce buried pipe loads and trench surface rutting. *Geotextiles and Geomembranes*, 48(3), 400–418. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2019.12.011>
- Moghaddas Tafreshi, S. N., & Dawson, A. R. (2012). A comparison of static and cyclic loading responses of foundations on geocell-reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes*, 32, 55–68. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2011.12.003>
- Moghaddas Tafreshi, S. N., Joz Darabi, N., Dawson, A. R., & Azizian, M. (2020). Experimental Evaluation of Geocell and EPS Geofom as Means of Protecting Pipes at the Bottom of Repeatedly Loaded Trenches. *International Journal of Geomechanics*, 20(4), 4020023.
- Monismith, C. L., Ogawa, N., & Freeme, C. R. (1975). Permanent deformation characteristics of subgrade soils due to repeated loading. In *54th Annual Meeting of the Transportation Research Board* (p. 1–17). Transportation Research Board.
- Motta, L. M. G. (1991). *Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis, Critério de Confiabilidade e Ensaio de Carga Repetida*. (Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ), Rio de Janeiro.
- Nazarian, S., Mazari, M., Abdallah, I., Puppala, A. J., Mohammad, L. N., & Abu-Farsakh, M. Y. (2014). Modulus-Based Construction Specification for Compaction of Earthwork and Unbound Aggregate,. *National Cooperative Highway Research Program, NCHRP Project 10-84, Draft Final Report*.
- Nazarian, S., Rojas, J., Pezo, R., Yuan, D., Abdallah, I., & Scullion, T. (1998). Relating laboratory and field moduli of Texas base materials. *Transportation Research Record*, (1639), 1–11. Recuperado de <https://doi.org/10.3141/1639-01>
- NCHRP. (2004). *Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures. Part 3: Design Analysis*. Transportation Research Board.
- NCHRP. (2008). *Estimating Stiffness of Subgrade and Unbound Materials for Pavement Design* (Vol. 382). Washington: National Cooperative Highway Research Program. Recuperado de <https://doi.org/10.17226/13598>
- NCHRP. (2019). *Proposed Enhancements to Pavement ME Design: Improved Consideration of the Influence of Subgrade and Unbound Layers on Pavement Performance*. Washington: Transportation Research Board. Recuperado de <https://doi.org/10.17226/25583>
- Nelsen, C. W. L. (2018). *Experimental Evaluation of Geocell Reinforcement Behavior using Transparent Soil Techniques*. (Dissertação de Mestrado, University of Texas at Austin), Austin.
- Odemark, N. (1949). Investigations as to the Elastic Properties of Solis and

- Design of Pavements According to the Theory of Elasticity. *Statens Vaginst*, 77.
- Palmer, L. A., & Barber, E. S. (1940). Soil Displacement Under a Loaded Circular Area. *Highway Research Board*, 20, 279–286.
- Pei, T., & Yang, X. (2018). Compaction-induced stress in geosynthetic-reinforced granular base course – A discrete element model. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 10(4), 669–677. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2018.02.005>
- Phoon, K. K. (2007). Uncertainties in geomaterials and geotechnical models. *Invited Lecture at Department of Civil, Environmental, and Architectural Engineering*. University of Kansas.
- Pidwerbesky, B. D. (1995). Strain response and performance of subgrades and flexible pavements under various loading conditions. *Transportation Research Record*, (1482), 87–93.
- Pokharel, S., Han, J., Manandhar, C., Yang, X., Leshchinsky, D., Halahmi, I., & Parsons, R. (2011). Accelerated pavement testing of geocell-reinforced unpaved roads over weak subgrade. *Transportation Research Record*, (2204), 67–75. Recuperado de <https://doi.org/10.3141/2204-09>
- Pokharel, S. K. (2010). *Experimental Study on Geocell-Reinforced Bases under Static and Dynamic Loading*. (Tese de Doutorado, University of Kansas), Kansas.
- Pokharel, S. K., Han, J., Leshchinsky, D., Parsons, R. L., & Halahmi, I. (2009). Behavior of Geocell-Reinforced Granular Bases under Static and Repeated Loads. In *Contemporary Topics in Ground Modification, Problem Soils, and Geo-Support* (p. 409–416). Reston: American Society of Civil Engineers. Recuperado de [https://doi.org/10.1061/41023\(337\)52](https://doi.org/10.1061/41023(337)52)
- Pokharel, S. K., Martin, I., Norouzi, M., & Breault, M. (2015). Validation of geocell design for unpaved roads. *Geosynthetics*, 711–719.
- Pokharel, S. K., Norouzi, M., Martin, I., & Breault, M. (2016). Sustainable road construction for heavy traffic using high strength polymeric geocells. *Proceedings, Annual Conference - Canadian Society for Civil Engineering*, 2, 1334–1342.
- Pokharel, S. K., Schary, Y., & Kief, O. (2014). High-Modulus Geocells for Sustainable Highway Infrastructure. *Indian Geotechnical Journal*, 1–16.
- Pokharel, Sanat K., Han, J., Leshchinsky, D., Parsons, R. L., & Halahmi, I. (2010). Investigation of factors influencing behavior of single geocell-reinforced bases under static loading. *Geotextiles and Geomembranes*, 28(6), 570–578. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2010.06.002>
- Poulos, H. G., & Davis, E. H. (1974). *Elastic solutions for soil and rock mechanics*. Londres: John Wiley & Sons.
- Powell, W. D., Potter, J. F., Mayhew, H. C., & Nunn, M. E. (1984). *The structural design of bituminous roads*. Crowthorne House: Transport and Road Research Laboratory (TRRL).

- Presto. (2008). *Geoweb load support system – Technical overview*.
- PRS. (2020). PRS Neology - Category C - Data Sheet & Specifications. Recuperado 1 de outubro de 2020, de <https://www.prs-med.com/wp-content/uploads/2017/10/PRS-Geotech-Data-Spec-Neoloy-Category-C-v8.2.pdf>
- Rajagopal, K., Krishnaswamy, N. R., & Latha, G. M. (1999). Behaviour of sand confined with single and multiple geocells. *Geotextiles and Geomembranes*, 17(3), 171–184. Recuperado de [https://doi.org/10.1016/S0266-1144\(98\)00034-X](https://doi.org/10.1016/S0266-1144(98)00034-X)
- Rajagopal, K., Veeragavan, A., & Chandramouli, S. (2012). Studies on geocell reinforced road pavement structures. In *GA 2012 - 5th Asian Regional Conference on Geosynthetics: Geosynthetics for Sustainable Adaptation to Climate Change* (p. 497–502).
- Rea, C., & Mitchell, J. K. (1979). Sand Reinforcement using Paper Grid Cells. In *Symposium on Earth Reinforcement* (p. 644–663). Pittsburg: ASCE.
- Richardson, G. N. (2004). Geocells: a 25-year Perspective Part 1: Roadway Applications. *Geotechnical Fabrics Report*, 22(6), 14–19.
- Rodrigues, R. M. (1993). *Análise Estrutural da Via Permanente*. São Paulo: DYNATEST ENGENHARIA.
- ROM 4.1. (1994). *Proyecto y Construcción de los Pavimentos Portuarios*. Madrid: Puertos del Estado.
- Saleh, M., Radwan, E., & Dixit, V. (2008). Comparison between the simplified Austroads sublayering approach and the exact nonlinear solutions for the unbound flexible pavements. In *6th International Conference on Road and Airfield Pavement Technology (ICPT2008)* (p. 5–8).
- Saride, S., Gautam, D., Madhav, M. R., & Vijay, K. R. (2016). Performance evaluation of geocell reinforced granular subbase (GSB) layers through field trials. *Journal of the Indian Roads Congress*, 76(4), 249–257.
- Satyal, S. R., Leshchinsky, B., Han, J., & Neupane, M. (2018). Use of cellular confinement for improved railway performance on soft subgrades. *Geotextiles and Geomembranes*, 46(2), 190–205. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2017.11.006>
- Schiffm, R. L. (1957). The Numerical Solution for Stresses and Displacements in a Three-layer Soil System. In *IV International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (p. 169–173).
- Seed, H. B., Chan, C. K., & Lee, C. E. L. (1962). Resilience Characteristics of Subgrade Soils and Their Relation to Fatigue Failures in Asphalt Pavements. *International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements. Supplement University of Michigan*.
- Seed, H. B., Mitry, F. G., Monismith, C. L., & Chan, C. K. (1967). *Prediction of flexible pavement deflections from laboratory repeated-load tests. NCHRP report*. Transportation Research Board.

- Selig, E. T., & Waters, J. M. (1994). *Track Geotechnology and Substructure Management*. Nova Iorque: Thomas Telford.
- SHELL. (1978). *Shell Pavement Design Manual*. Londres: Shell International Petroleum Company.
- Siabil, S. M. A. G., Tafreshi, S. N. M., & Dawson, A. R. (2020). Response of pavement foundations incorporating both geocells and expanded polystyrene (EPS) geofoam. *Geotextiles and Geomembranes*, 48(1), 1–23. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2019.103499>
- Sitharam, T. G., & Hegde, A. (2013). Design and construction of geocell foundation to support the embankment on settled red mud. *Geotextiles and Geomembranes*, 41, 55–63. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2013.08.005>
- Sitharam, T. G., Hegde, A. M., & Kolathayar, S. (2020). *Geocells: Advances and Applications*. Londres: Springer Nature.
- Sitharam, T. G., & Sireesh, S. (2004). Model studies of embedded circular footing on geogrid-reinforced sand beds. *Ground Improvement*, 8(2), 69–75. Recuperado de <https://doi.org/10.1680/grim.8.2.69.36369>
- Smallridge, M., & Jacob, A. (2001). The ASCE Port and Intermodal Yard Pavement Design Guide. In *Ports Conference 2001*. Norfolk. Recuperado de [https://doi.org/https://doi.org/10.1061/40555\(2001\)57](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/40555(2001)57)
- SN 670317. (1998). *Sols, essais - essai de plaque ME et Ev*. Berna: Vereinigung Schweizerischer Strassenfachmänner.
- Soares, J. M. D., Moreno, A. M., & Motta, L. M. G. (2009). Aspectos gerais de Métodos de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos de vários países e a relação com um novo método brasileiro. *Revista Pavimentação*, XVII.
- Song, F., Liu, H., Chai, H., & Chen, J. (2017). Stability analysis of geocell-reinforced retaining walls. *Geosynthetics International*, 24(5), 442–450. Recuperado de <https://doi.org/10.1680/jgein.17.00013>
- Song, X., Huang, M., He, S., Song, G., Shen, R., Huang, P., & Zhang, G. (2021). Erosion Control Treatment Using Geocell and Wheat Straw for Slope Protection. *Advances in Civil Engineering*. Recuperado de <https://doi.org/10.1155/2021/5553221>
- Spada, J. L. G. (2003). *Uma abordagem de mecânica dos pavimentos aplicada ao entendimento do mecanismo de comportamento tensão-deformação da via férrea*. Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- STAC. (2016). *Rational design methodology for flexible airfield pavement. Technical guide*. Paris: The French Civil Aviation Technical Center.
- Tamrakar, P., & Nazarian, S. (2018). Evaluation of plate load based testing approaches in measuring stiffness parameters of pavement bases. *Transportation Geotechnics*, 16(February), 43–50. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2018.06.005>
- Tanyu, B. F., Aydılek, A. H., Lau, A. W., Edil, T. B., & Benson, C. H. (2013).

- Laboratory evaluation of geocell-reinforced gravel subbase over poor subgrades. *Geosynthetics International*, 20(2), 47–61. Recuperado de <https://doi.org/10.1680/gein.13.00001>
- Tavakoli Mehrjardi, G., & Motarjemi, F. (2018). Interfacial properties of Geocell-reinforced granular soils. *Geotextiles and Geomembranes*, 46(4), 384–395. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2018.03.002>
- Thakur, J. K., Han, J., Pokharel, S. K., & Parsons, R. L. (2012). Performance of geocell-reinforced recycled asphalt pavement (RAP) bases over weak subgrade under cyclic plate loading. *Geotextiles and Geomembranes*, 35, 14–24. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2012.06.004>
- Thenn de Barros, S. (1965). *O cálculo das tensões e das deflexões do pavimento flexível*. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias.
- Transit New Zealand. (1987). *State Highway Pavement Design and Rehabilitation Manual*. Wellington: Transit New Zealand.
- Tutumluer, E. (2013). *Practices for Unbound Aggregate Pavement Layers*. *Practices for Unbound Aggregate Pavement Layers*. Washington: National Academies Press. Recuperado de <https://doi.org/10.17226/22469>
- Vega, E., van Gorp, C., & Kwast, E. (2018). *Geokunststoffen als Funderingswapening in Ongebonden Funderingslagen (Geosynthetics for Reinforcement of Unbound Base and Subbase Pavement Layers)*. Holanda: SBRCUR/CROW.
- Vidal, H. (1969). The principle of reinforced earth. *Geotechnical Special Publication*, (282), 1–16.
- Virgil Ping, W., Ge, L., & Godwin, H. (1995). Evaluation of pavement layer moduli using field plate bearing load test. *Transportation Research Record*, (1501), 39–49.
- Wang, Y., Leng, Z., & Wang, G. (2014). Structural contribution of open-graded friction course mixes in mechanistic–empirical pavement design. *International Journal of Pavement Engineering*, 15(8), 731–741. Recuperado de <https://doi.org/10.1080/10298436.2013.857776>
- Webster, S. L. (1979). *Investigation of Beach Sand Trafficability Enhancement Using Sand-Grid Confinement and Membrane Reinforcement Concepts. Report 1. Sand Test Sections 1 and 2*. Vicksburg: US Army Engineer Waterways Experiment Station.
- Wesseloo, J. (2006). *The strength and stiffness of geocell support packs*. (Tese de Doutorado, University of Pretoria), Pretoria.
- White, D. J., & Vennapusa, P. K. R. R. (2017). In situ resilient modulus for geogrid-stabilized aggregate layer: A case study using automated plate load testing. *Transportation Geotechnics*, 11, 120–132. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2017.06.001>
- Yang, X. (2010). *Numerical Analyses of Geocell- Reinforced Granular Soils under Static and Repeated Loads*. (Tese de Doutorado, University of Kansas), Kansas.

- Yang, X., Han, J., Leshchinsky, D., & Parsons, R. L. (2013). A three-dimensional mechanistic-empirical model for geocell-reinforced unpaved roads. *Acta Geotechnica*, 8(2), 201–213. Recuperado de <https://doi.org/10.1007/s11440-012-0183-6>
- Yoder, E. J., & Witczak, M. W. (1975). *Principles of pavement design*. Londres: John Wiley & Sons. Recuperado de <https://doi.org/10.1002/9780470172919>
- Zhang, L., Gu, Q., & Cen, G. (2010). Effect of Geo-Cell Reinforced Soil Structure Used in Flexible Airfield Pavement. In *ICLEM 2010* (p. 1626–1632). Reston: American Society of Civil Engineers. Recuperado de [https://doi.org/10.1061/41139\(387\)225](https://doi.org/10.1061/41139(387)225)
- Zhuang, Y., & Xiao, H. L. (2018). Combination of Porous Ecological Concrete and Geocell in Riverbank Protection. In *The International Congress on Environmental Geotechnics* (p. 280–287). Singapura: Springer.