



UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

RENATO LIMA DA SILVA

**USO DOS ENSAIOS DE CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA E LIGHT WEIGHT
DEFLECTOMETER NA PREVISÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA DE SOLOS**

CAMPINA GRANDE

2022

RENATO LIMA DA SILVA

**USO DOS ENSAIOS DE CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA E LIGHT WEIGHT
DEFLECTOMETER NA PREVISÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA DE SOLOS**

Dissertação submetida ao Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Campina Grande, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental.

Área de Concentração: Geotecnia

Linha de Pesquisa: Mecânica e Gerência de Pavimentos

Orientador: Prof. D.Sc. Adriano Elísio de Figueirêdo Lopes Lucena

Coorientador: D.Sc. Jonny Dantas Patricio

CAMPINA GRANDE – PB

2022

- S586u Silva, Renato Lima da.
 Uso dos ensaios de cone de penetração dinâmica e light weight deflectometer na previsão do módulo de resiliência de solos / Renato Lima da Silva. - Campina Grande, 2022.
 244 f. : il. color.
- Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) - Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais, 2022.
 "Orientação: Prof. Dr. Adriano Elísio de Figueirêdo Lopes Lucena, Dr. Jonny Dantas Patrício"
- Referências.
1. Geotécnica. 2. Pavimentos. 3. Comportamento Mecânico. 4. Ensaios *in situ*. 5. Solos Arenosos. I. Lucena, Adriano Elísio de Figueirêdo Lopes. II. Patrício, Jonny Dantas. III. Título.

CDU 624.13(043)

FOLHA DE APROVAÇÃO

Autor: Renato Lima da Silva

Título: USO DOS ENSAIOS DE CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA E LIGHT WEIGHT DEFLECTOMETER NA PREVISÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA DE SOLOS

Dissertação Defendida e Aprovada em: 05 de setembro de 2022.

Pela Banca Examinadora

Prof. D.Sc. Adriano Elísio de Figueirêdo Lopes Lucena (Presidente/Orientador)
Universidade Federal de Campina Grande – UFCG

D.Sc. Jonny Dantas Patricio (Coorientador)
Universidade Federal de Campina Grande – UFCG

Prof^ª. D.Sc. – Lêda Christiane de Figueirêdo Lopes Lucena (Examinadora Interna)
Universidade Federal de Campina Grande – UFCG

Prof^ª. D.Sc. – Maria Isabela Marques da Cunha Vieira Bello (Examinadora Externa)
Universidade Federal de Pernambuco – UFPE



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
POS-GRADUACAO ENGENHARIA CIVIL AMBIENTAL
Rua Aprigio Veloso, 882, - Bairro Universitario, Campina Grande/PB, CEP 58429-900

REGISTRO DE PRESENÇA E ASSINATURAS

1. **ATA DA DEFESA PARA CONCESSÃO DO GRAU DE MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**
2. **ALUNO(A): RENATO LIMA DA SILVA / COMISSÃO EXAMINADORA: DR. ADRIANO ELÍSIO DE FIGUEIREDO LOPES LUCENA - PPGECA/UFCG (PRESIDENTE) - ORIENTADOR, DR. JONNY DANTAS PATRÍCIO - COORIENTADOR, DR.^a LÊDA CHRISTIANE DE FIGUEIREDO LOPES LUCENA - PPGECA/UFCG - EXAMINADORA INTERNA, DR.^a MARIA ISABELA MARQUES DA CUNHA VIEIRA BELLO – UFPE – EXAMINADORA EXTERNA (PORTARIA 34/2022). / TÍTULO DA DISSERTAÇÃO: “USO DOS ENSAIOS DE CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA E LIGHT WEIGHT DEFLECTOMETER NA PREVISÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA DE SOLOS” / ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: GEOTECNIA / HORA DE INÍCIO: 13:30 HORAS / FORMA DA SESSÃO: PRESENCIAL NA SALA 01 DO LABORATÓRIO DE PAVIMENTOS, BLOCO CT, CAMPUS SEDE DA UFCG, EM CAMPINA GRANDE.**
3. **EM SESSÃO REALIZADA DE FORMA PRESENCIAL, APÓS EXPOSIÇÃO DE CERCA DE 40 MINUTOS, O(A) CANDIDATO(A) FOI ARGUIDO(A) ORALMENTE PELOS MEMBROS DA COMISSÃO EXAMINADORA, TENDO DEMONSTRADO SUFICIÊNCIA DE CONHECIMENTO E CAPACIDADE DE SISTEMATIZAÇÃO NO TEMA DE SUA DISSERTAÇÃO, SENDO-LHE ATRIBUÍDA O CONCEITO “EM EXIGÊNCIA”, SENDO QUE A POSSIBILIDADE DE APROVAÇÃO ESTÁ CONDICIONADA À AVALIAÇÃO DA NOVA VERSÃO DO TRABALHO FINAL, SEGUINDO PROCEDIMENTOS PREVISTOS NA RESOLUÇÃO DO PROGRAMA. O PRESIDENTE DA COMISSÃO EXAMINADORA, OUVIDOS OS DEMAIS MEMBROS, DEVERÁ FICAR RESPONSÁVEL POR ATESTAR QUE AS CORREÇÕES SOLICITADAS NA LISTA DE EXIGÊNCIAS FORAM ATENDIDAS NA VERSÃO FINAL DO TRABALHO. A COMISSÃO EXAMINADORA CUMPRINDO OS PRAZOS REGIMENTAIS, ESTABELECE UM PRAZO MÁXIMO DE 30 DIAS PARA QUE SEJAM FEITAS AS ALTERAÇÕES EXIGIDAS. APÓS O DEPÓSITO FINAL DO DOCUMENTO DE DISSERTAÇÃO, DEVIDAMENTE REVISADO E MEDIANTE ATESTADO DO ORIENTADOR, O CONCEITO "EM EXIGÊNCIA" PASSARÁ IMEDIATAMENTE PARA O DE “APROVADO”. NA FORMA REGULAMENTAR, FOI LAVRADA A PRESENTE ATA, QUE É ASSINADA POR MIM, WELLINGTON LAURENTINO DOS SANTOS, SECRETÁRIO, ALUNO E OS MEMBROS DA COMISSÃO EXAMINADORA PRESENTES.**
4. **CAMPINA GRANDE, 05 DE SETEMBRO DE 2022**
- 5.
- 6.
- 7.
8. **MARIA ISABELA MARQUES DA CUNHA VIEIRA BELLO – UFPE – EXAMINADORA EXTERNA**



Documento assinado eletronicamente por **ADRIANO ELISIO DE FIGUEIREDO LOPES LUCENA, CHEFE (A)**, em 06/09/2022, às 10:41, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 8º, caput, da [Portaria SEI nº 002, de 25 de outubro de 2018](#).



Documento assinado eletronicamente por **LEDA CHRISTIANE DE FIGUEIREDO LOPES LUCENA, PROFESSOR(A) DO MAGISTERIO SUPERIOR**, em 06/09/2022, às 11:55, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 8º, caput, da [Portaria SEI nº 002, de 25 de outubro de 2018](#).



Documento assinado eletronicamente por **Renato Lima da Silva, Aluno**, em 06/09/2022, às 15:02, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 8º, caput, da [Portaria SEI nº 002, de 25 de outubro de 2018](#).



Documento assinado eletronicamente por **WELLINGTON LAURENTINO DOS SANTOS, SECRETÁRIO (A)**, em 06/09/2022, às 15:10, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 8º, caput, da [Portaria SEI nº 002, de 25 de outubro de 2018](#).



Documento assinado eletronicamente por **Jonny Dantas Patricio, Usuário Externo**, em 06/09/2022, às 22:54, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 8º, caput, da [Portaria SEI nº 002, de 25 de outubro de 2018](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site <https://sei.ufcg.edu.br/autenticidade>, informando o código verificador **2623928** e o código CRC **A508A72E**.

Dedico este trabalho a Deus, que foi meu guia ao longo desta conquista e a fonte da força e da perseverança que me permitiram superar as dificuldades encontradas.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Francisco e Damiana, às minhas irmãs, Raniza e Rayla, à minha tia-avó e segunda mãe, Francisca, por sempre terem depositado sua fé em mim.

Às minhas tias Marisete e Isete, que se fizeram muito presentes em minha vida durante essa caminhada, me concedendo um apoio fundamental.

À minha namorada, Kawhana, por ter estado ao meu lado em, absolutamente, todos os momentos, sobretudo naqueles de maior aflição.

Ao meu orientador, professor Adriano Lucena, que se manteve sempre muito solícito e incentivador durante a elaboração deste trabalho.

Ao meu coorientador, Jonny Patricio, pelo constante e dedicado auxílio, e por suas valorosas sugestões.

Ao Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil e Ambiental e aos seus docentes, que contribuíram significativamente para este avanço em minha formação profissional.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (Capes), pela bolsa concedida para o desenvolvimento deste trabalho.

À toda a equipe da Teriva Urbanismo, por terem me fornecido uma área de estudo essencial para a realização da pesquisa.

Ao Laboratório de Engenharia de Pavimentos (LEP), à ATECEL (Associação Técnico Científica Ernesto Luiz de Oliveira Júnior) e aos seus colaboradores, pelo suporte técnico fornecido durante todas as etapas da pesquisa.

Aos colegas Stephanny e Paulo, por todo o apoio que me deram durante a fase experimental do trabalho, o qual, sem sombra de dúvidas, foi fundamental para a sua realização.

Por fim, agradeço a todos aqueles que contribuíram direta ou indiretamente para a conclusão deste trabalho.

Muito obrigado!

“O que fazemos para nós mesmos morre conosco. O que fazemos pelos outros e pelo mundo permanece e é imortal.”

Albert Pine

RESUMO

O Módulo de Resiliência (M_R) é um parâmetro fundamental para a caracterização do comportamento mecânico dos solos e agregados que compõem a estrutura do pavimento diante das ações dinâmicas do tráfego. No entanto, seu método padrão de determinação, por meio do ensaio triaxial de carga repetida, constitui um procedimento consideravelmente caro e de difícil execução. Nesse cenário, tem se mostrado promissor o uso dos ensaios *in situ* de Cone de Penetração Dinâmica (CPD) e *Light Weight Deflectometer* (LWD) para a estimativa do M_R , tendo em vista o aspecto portátil desses equipamentos, a rapidez e simplicidade dos métodos empregados, além da sua possibilidade de aplicação durante todo o curso de uma obra, desde a investigação preliminar à etapa de controle de qualidade. Dessa forma, este trabalho estudou o comportamento resiliente de oito solos arenosos oriundos de subleitos e sub-bases de pavimentos urbanos da cidade de Campina Grande-PB, com o objetivo de desenvolver correlações estatísticas entre o M_R e os índices obtidos dos ensaios de CPD e LWD. A pesquisa experimental se dividiu em duas etapas, com a fase de campo correspondendo à realização dos ensaios de CPD e LWD, em conjunto com a determinação da umidade e da massa específica dos materiais e a coleta de amostras. Em laboratório, procedeu-se a caracterização dos materiais e a determinação do M_R por meio de ensaios triaxiais sob diferentes condições de umidade, de modo que se pudesse estimar os valores correspondentes ao estado *in situ* dos materiais. Os resultados dos ensaios de M_R foram ajustados com base em oito modelos constitutivos que estabeleceram a relação entre esse parâmetro e as variáveis do estado de tensões. Empregando-se uma abordagem onde os parâmetros k_1 , k_2 e k_3 do modelo de melhor desempenho eram correlacionados com os índices dos ensaios de CPD e LWD por meio de análises de regressão, obteve-se um conjunto de equações capazes de estimar o M_R dos solos estudados sob diferentes níveis de tensões. Dentre as equações obtidas, as que se basearam no LWD apresentaram um melhor desempenho na estimativa do M_R , o que se associou a maior similaridade desse método com as condições mecânicas dos ensaios triaxiais. Por fim, concluiu-se que as equações propostas são limitadas a um contexto de solos locais e com características similares, de modo que sua aplicação deve ser restrita a tais condições particulares.

Palavras-chave: Pavimentos, Comportamento Mecânico, Ensaio *in situ*, Solos arenosos.

ABSTRACT

Resilience Modulus (M_R) is a fundamental parameter in the characterization of the mechanical behavior of soils and aggregates which compose the pavement structure under the dynamic traffic actions. However, its standard method of determination, through the triaxial repeated load test, is a considerably expensive and difficult procedure to perform. In this context, the use of “in situ” techniques of the Dynamic Cone Penetrometer (DCP) and Light Weight Deflectometer (LWD) tests has been shown to be a promisor alternative for M_R prediction, due to the portable aspect of these devices, the speed, simplicity of the methods employed, in addition to its possibility of application throughout the construction period, from the preliminary investigation to the quality control stage. Thus, this work studied the resilient behavior of eight sandy soils from subgrades and sub-bases of urban pavements in the city of Campina Grande-PB, with the objective of developing statistical correlations between the M_R and the indexes obtained from the DCP and LWD tests. The experimental research was divided into two parts, with the field phase corresponding to the performance of the DCP and LWD tests, in conjunction with the determination of moisture content and dry unit weight of the materials and the collection of samples. In the laboratory, was proceeded the materials characterization and the M_R determinations by performing triaxial tests under different moisture conditions, in a way that the values equivalent to the field state of the materials could be estimated. The results of the M_R tests were adjusted based on eight constitutive models that established the relationship between this parameter and the variables of the stress state. Applying an approach where the parameters k_1 , k_2 and k_3 of the best fitting model were correlated with the indexes from DCP and LWD tests by regression analysis, it was obtained a set of equations capable to predict the M_R of the soils studied under different stress levels. Among the obtained equations, those based on the LWD presented a better performance in predicting the M_R , which was associated with the greater similarity of this method with the mechanical triaxial tests conditions. Finally, it was concluded that the proposed equations are limited to a context of local soils with similar characteristics, so that their application should be restricted to such particular conditions.

Keywords: Pavements, Mechanical Behavior, In situ Tests, Sandy Soils.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Curva tensão x deformação de materiais de pavimentação submetidos a um ciclo de carga.....	27
Figura 2 – Esquema de um equipamento triaxial de carga repetida	29
Figura 3 - Tensões e deslocamentos no ensaio triaxial de carga repetida	30
Figura 4 - Comportamento tensão-deformação dos solos	35
Figura 5 – Relação entre as deformações axiais e o número de aplicações de carga para uma argila siltosa.....	43
Figura 6 – Efeito do aumento de tensão durante o carregamento cíclico em uma argila siltosa	43
Figura 7 – Relação bilinear entre a tensão desvio e o módulo de resiliência de solos finos	48
Figura 8 - Trajetórias de variação de umidade no solo.....	55
Figura 9 – Relação entre θ e a umidade em função dos mecanismos de capilaridade e adsorção	64
Figura 10 – Representação Esquemática do Cone de Penetração Dinâmica Adotado pela norma ASTM D6951/D6951M.....	70
Figura 11 – Representação gráfica dos resultados do ensaio de CPD.....	71
Figura 12 – Ensaio de viga Benkelman	78
Figura 13 – Falling Weight Deflectometer.....	79
Figura 14 – Representação esquemática do <i>Light Weight Deflectometer</i> (LWD)	81
Figura 15 – Fluxograma geral de ensaios	87
Figura 16 – Área de estudo 01	88
Figura 17 – Área de estudo 02.....	90
Figura 18 – Layout esquemático dos ensaios in situ	91
Figura 19 – Layout do poço de inspeção para realização de ensaios no topo do subleito	92
Figura 20 – Execução do ensaio de CPD	93

Figura 21 – Posicionamento do LWD antes do início do ensaio	94
Figura 22 – Execução do ensaio de massa específica aparente <i>in situ</i>	97
Figura 23 – Conjuntos de peneiras usados no ensaio de granulometria	99
Figura 24 – Procedimento de sedimentação	99
Figura 25 – Aparelho de Casagrande e amostra para ensaio de limite de liquidez	100
Figura 26 – Picnômetro submetido a vácuo de 88kPa.....	101
Figura 27 – Corpos de prova do ensaio de <i>MR</i> submetidos à secagem ao ar.....	104
Figura 28 – Processo de umedecimento dos corpos de prova para o ensaio de <i>MR</i>	105
Figura 29 – Prensa triaxial dinâmica do LEP-UFCG durante a realização do ensaio de <i>MR</i>	106
Figura 30 – Estrutura de um gráfico de <i>boxplot</i>	110
Figura 31 – Curvas granulométricas das amostras de solo.....	113
Figura 32 – Frações de pedregulho, areia, silte e argila para as amostras estudadas	115
Figura 33 – Curvas de compactação dos materiais de subleitos e sub-bases	117
Figura 34 – Relação entre a massa específica aparente seca máxima e a umidade ótima dos solos estudados	119
Figura 35 – Diagramas Estruturais correspondentes ao solo R02-SB.....	122
Figura 36 – Diagramas Estruturais correspondentes aos solos R04-SL, R04-SB, A03-SL e A03-SB	123
Figura 37 – Diagramas Estruturais correspondentes ao solo R08-SB.....	124
Figura 38 – Diagramas Estruturais correspondentes aos solos R-AL e R-AB.....	125
Figura 39 – Variação dos valores de <i>DN_{méd}</i> em função da umidade <i>in situ</i>	127
Figura 40 – Módulos de deformabilidade determinados no ensaio de LWD	129
Figura 41 – Variação dos valores de <i>ELWD_{méd}</i> em função da umidade <i>in situ</i>	130
Figura 42 – Comparação entre os valores médios obtidos em laboratório para a massa específica aparente seca das amostras empregadas no ensaio de <i>MR</i> e os valores obtidos <i>in situ</i>	133
Figura 43 – Relação entre as variações de umidade e os valores médios da razão <i>MRMR_{opt}</i>	142

Figura 44 – Valores de MR em função da tensão desvio para a amostra 22 (A03-SB)	146
Figura 45 – Valores de MR em função da tensão desvio para a amostra 22 (A03-SB) após a substituição do valor discrepante de 2654MPa	147
Figura 46 – Valores médios de $R2$ de cada material para os modelos 1 a 8	148
Figura 47 – Valores médios de $Rajust2$ de cada material para os modelos 1 a 8	149
Figura 48 – Valores médios de $RMSE$ de cada material para os modelos 1 a 8	150
Figura 49 – Relação entre as variações de umidade e os valores de $k1$ para o solo R02-SB	151
Figura 50 – Relação entre as variações de umidade e os valores de $k1$ para todos os solos .	151
Figura 51 – Relação entre as variações de umidade e os valores de $k2$ para o solo R02-SB	152
Figura 52 – Relação entre as variações de umidade e os valores de $k2$ para todos os solos .	153
Figura 53 – Relação entre as variações de umidade e os valores de $k3$ para o solo R02-SB	153
Figura 54 – Relação entre as variações de umidade e os valores de $k3$ para todos os solos .	154
Figura 55 – Processo de interpolação do parâmetro de regressão $k1$ do modelo 4 para o material R02-SB na condição de umidade observada em campo	155
Figura 56 – Relação entre o parâmetro de regressão $k1$ do modelo 4 e os valores de $DN_{méd}$	158
Figura 57 – Relação entre o parâmetro de regressão $k2$ do modelo 4 e os valores de $DN_{méd}$	158
Figura 58 – Relação entre o parâmetro de regressão $k3$ do modelo 4 e os valores de $DN_{méd}$	159
Figura 59 – Relação entre o parâmetro de regressão $k1$ do modelo 4 e os valores de $DN_{méd}$ (solos R02-SB, R04-SB, A03-SL, A03-SB e R08-SB) e $DN1$ e $DN2$ (solos R04-SL, R-AL e R-AB)	160
Figura 60 – Relação entre os valores medidos de MR e os estimados a partir da correlação com o índice DN do ensaio CPD para os solos avaliados em diferentes níveis de tensões	163
Figura 61 – Relação entre os valores medidos de MR e os estimados a partir da correlação com o índice DN do ensaio CPD para a amostra 25 (solo R08-SB)	164

Figura 62 – Relação entre os valores medidos de MR por Gudishala (2004) e Herath <i>et al.</i> (2005) e os estimados a partir das correlações propostas com o índice DN do ensaio CPD .	167
Figura 63 – Relação entre o parâmetro de regressão $k1$ do modelo 4 e os valores de $p\delta 0_{méd}$	168
Figura 64 – Relação entre o parâmetro de regressão $k2$ do modelo 4 e os valores de $p\delta 0_{méd}$	168
Figura 65 – Relação entre o parâmetro de regressão $k3$ do modelo 4 e os valores de $p\delta 0_{méd}$	169
Figura 66 – Relação entre o parâmetro de regressão $k1$ do modelo 4 e os valores de $p\delta 0_{méd}$ (solos R02-SB, R04-SL, A03-SL, A03-SB e R-AB) e $p\delta 01$ e $p\delta 02$ (solos R04-SB, R08-SB e R-AL)	170
Figura 67 – Relação entre os valores medidos de MR e os estimados a partir da correlação com a razão $p\delta 0$ do ensaio LWD para os solos avaliados em diferentes níveis de tensões	172
Figura 68 – Relação entre os valores medidos de MR e os estimados a partir da correlação com a razão $p\delta 0$ do ensaio LWD para a amostra 25 (solo R08-SB)	173
Figura 69 – Relação entre os valores medidos de MR por Gudishala (2004) e White, Thompson e Vennapusa (2007) e os estimados a partir das correlações propostas com a razão $p\delta 0$ do ensaio LWD	175

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Sequência de tensões para determinação do MR da norma DNIT 134/2018-ME...	33
Tabela 2 – Sequência de tensões para determinação do MR da norma AASHTO T 307-99 ...	34
Tabela 3 - Valores típicos dos parâmetros k_1 e k_2 do modelo proposto na equação (4) de Seed <i>et al.</i> (1967)	46
Tabela 4 - Valores típicos dos parâmetros k_1 e k_2 do modelo proposto na equação (5) de Seed <i>et al.</i> (1967)	47
Tabela 5 - Valores dos parâmetros a , b e k_m do modelo (31) para solos finos e grossos	56
Tabela 6 – Características básicas das principais versões de CPD apresentadas na literatura .	67
Tabela 7 – Localização dos pontos de ensaio e coleta de amostras	89
Tabela 8 – Modelos constitutivos adotados para o ajuste dos valores experimentais de MR em função das variáveis do estado de tensões	108
Tabela 9 – Resumo da análise granulométrica por peneiramento	114
Tabela 10 – Massa específica dos grãos, limites de consistência e classificação dos materiais	116
Tabela 11 – Umidade ótima (w_{otm}) e massa específica aparente seca máxima ($\rho_{dm\acute{a}x}$) dos solos estudados	118
Tabela 12 – Valores de umidade e massa específica aparente seca correspondentes à condição de campo.....	120
Tabela 13 – Valores médios do índice de penetração para cada furo ensaio de CPD.....	126
Tabela 14 – Valores de $DN_{méd}$ para as amostras de solo avaliadas em campo	127
Tabela 15 – Parâmetros de deformabilidade determinados no ensaio de LWD.....	128
Tabela 16 – Valores médios dos parâmetros ELWD e $p_{\delta 0}$ determinados no ensaio de LWD	130
Tabela 17 – Parâmetros de moldagem das amostras de solo empregadas nos ensaios de MR	131

Tabela 18 – Parâmetros físicos das amostras de solo empregadas nos ensaios de MR obtidos após os processos de umedecimento e secagem	134
Tabela 19 – Valores da média, desvio padrão e coeficiente de variação dos dados de MR obtidos para as amostras de solo sob diferentes condições de umidade	138
Tabela 20 – Análise de quartis dos valores de MR obtidos nos ensaios triaxiais de carga repetida	144
Tabela 21 – Substituição dos outliers observados nos resultados de MR dos ensaios triaxiais de carga repetida.....	147
Tabela 22 – Valores parâmetro de regressão k_1 do modelo 4 correspondentes à condição de campo	156
Tabela 23 – Valores parâmetro de regressão k_2 do modelo 4 correspondentes à condição de campo	156
Tabela 24 – Valores parâmetro de regressão k_3 do modelo 4 correspondentes à condição de campo	157
Tabela 25 – Valores ajustados de DN e parâmetros de regressão do modelo 4 usados nas equações de correlação	161
Tabela 26 – Valores de R^2 e resultados do teste F para as equações de correlação entre o índice DN e os parâmetros de regressão do modelo 4.....	162
Tabela 27 – Banco de dados com valores de DN e MR observados nos estudos de Gudishala (2004) e Herath <i>et al.</i> (2005) e os parâmetros de regressão estimados a partir das correlações propostas.....	166
Tabela 28 – Valores ajustados de $p\delta_0$ e parâmetros de regressão do modelo 4 usados nas equações de correlação	171
Tabela 29 – Valores de R^2 e resultados do teste F para as equações de correlação entre a razão $p\delta_0$ e os parâmetros de regressão do modelo 4.....	171
Tabela 30 – Banco de dados com valores de ELWD, $p\delta_0$ e MR observados nos estudos de Gudishala (2004) e White, Thompson e Vennapusa (2007) e os parâmetros de regressão estimados a partir das correlações propostas	174

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

Δu_{w-sat}	Acúmulo de pressões neutras sob condições saturadas
L	Altura do corpo de prova
AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
CBR	<i>California Bearing Ratio</i>
R^2	Coefficiente de determinação
R^2_{ajust}	Coefficiente de determinação ajustado
ν	Coefficiente de Poisson
CV	Coefficiente de variação
CPD	Cone de Penetração Dinâmica
CPT	<i>Cone Penetration Test</i>
CP	Corpo de prova
δ_0	Deflexão no centro da placa de carga do LWD
$\delta_{0,he}$	Deflexão no topo do subleito
$\delta_{0,0}$	Deflexão total medida sobre o centro da placa de carga do LWD
ϵ_r	Deformação resiliente
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
δ_r	Deslocamento vertical resiliente
ΔL_p	Diferença entre duas leituras consecutivas de penetração no ensaio CPD
DCP	<i>Dynamic Cone Penetrometer</i>
h_e	Espessura equivalente de subleito
FWD	<i>Falling Weight Deflectometers</i>
f	Fator de distribuição de carga

<i>GC</i>	Grau de compactação
δ_0/v	Grau de compatibilidade do ensaio LWD
<i>S</i>	Grau de saturação
<i>S_{otm}</i>	Grau de saturação na condição de umidade ótima
GDPS	<i>Guide for Design of Pavement Structures</i>
<i>DN</i>	Índice de penetração do ensaio CPD
<i>DN₁</i>	Índice de penetração do furo 1
<i>DN₂</i>	Índice de penetração do furo 2
<i>DN_{méd}</i>	Índice de penetração médio característico
<i>DN_L</i>	Índice de penetração obtido com o CPD de carga de 2,25kg
<i>IP</i>	Índice de plasticidade
<i>ISC</i>	Índice de Suporte Califórnia
<i>e</i>	Índice de vazios
<i>IQR</i>	Intervalo interquartilício
LWD	<i>Light Weight Deflectometer</i>
<i>LL</i>	Limite de liquidez
<i>LP</i>	Limite de plasticidade
<i>LI</i>	Limite inferior do conjunto de dados
<i>LS</i>	Limite superior do conjunto de dados
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transducers</i>
ρ_d	Massa específica aparente seca
ρ_{dis}	Massa específica aparente seca <i>in situ</i>
$\rho_{dmáx}$	Massa específica aparente seca máxima
MEPDG	<i>Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide</i>
\bar{y}	Média dos valores observados
MeDiNa	Método de Dimensionamento Nacional

E_{LWD}	Módulo de deformabilidade dinâmico
$E_{LWDméd}$	Módulo de deformabilidade dinâmico médio
M_R	Módulo de Resiliência
M_{Ropt}	Módulo de resiliência para a condição de umidade ótima
M_{Rsat}	Módulo de resiliência para a condição saturada
N	Número de golpes correspondente à penetração ΔL_p no ensaio CPD
k	Número de parâmetros do modelo de regressão
χ	Parâmetro da equação de Bishop
a_f, n_f, m_f	Parâmetros de regressão da curva característica de sucção de Fredlund e Xing (1994)
$k_1, k_2, k_3, k_4, a, b, k_m, \alpha_1, \beta_1, k_{us}, \kappa, \xi, m_M$	Parâmetros de regressão dos modelos resilientes
P_4	Porcentagem de material passante na peneira com malha de 4,75mm (#4)
p_a	Pressão atmosférica
p	Pressão de contato da placa de carga do LWD com o solo
u_w	Pressão na água dos vazios do solo
u_a	Pressão no ar dos vazios do solo
θ_b	Primeiro invariante de tensões
$Q1$	Primeiro quartil
r	Raio da placa de carga do LWD
$RMSE$	Raiz do erro quadrático médio
p/δ_0	Razão tensão/deformação do ensaio LWD
$Q2$	Segundo quartil
$SQReg$	Soma dos quadrados da regressão
$SQRes$	Soma dos quadrados dos resíduos
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>

ψ_m	Sucção matricial
$(u_a - u_w)$	Sucção matricial
ψ_0	Sucção matricial inicial
$\psi_{m,otm}$	Sucção matricial na condição de umidade ótima
ψ_r	Sucção residual
n	Tamanho da amostra
τ_{oct}	Tensão cisalhante octaédrica
p_r	Tensão de referência (1kPa)
σ_d	Tensão desvio
p_m	Tensão média líquida
σ'	Tensão normal efetiva
$(\sigma - u_a)$	Tensão normal líquida
σ_{oct}	Tensão normal octaédrica
σ	Tensão normal total
σ_1	Tensão principal maior
σ_3	Tensão principal menor (confinante)
$Q3$	Terceiro quartil
w	Umidade gravimétrica
w_{is}	Umidade <i>in situ</i>
w_{otm}	Umidade ótima
θ	Umidade volumétrica
θ_s	Umidade volumétrica na condição saturada
θ	Umidade volumétrica normalizada
$\theta_{a,max}^m$	Umidade volumétrica referente ao ponto a partir do qual a adsorção se torna o mecanismo predominante na sucção conforme o solo se torna mais seco
F_{Calc}	Valor calculado da estatística do teste F

p/δ_{01}	Valor da razão tensão/deformação do ensaio LWD para o ensaio 1
p/δ_{0D}	Valor da razão tensão/deformação do ensaio LWD para o ensaio 2
ψ_b	Valor de entrada de ar
θ_{net}	Valor líquido do primeiro invariante de tensões
M_{Mc}	Valor máximo do M_R em função da influência isolada da capilaridade
M_{Md}	Valor máximo do M_R na condição seca
$p/\delta_{0méd}$	Valor médio da razão tensão/deformação do ensaio LWD
y_i	Valor observado da variável dependente
\hat{y}_i	Valor previsto pelo modelo de regressão
F_{Tab}	Valor tabelado da estatística do teste F
M_{RCPD}	Valores de M_R estimados a partir dos resultados do ensaio de CPD
M_{RLWD}	Valores de M_R estimados a partir dos resultados do ensaio de LWD
M_{Rexp}	Valores de M_R medidos
$\Delta\psi$	Varição da sucção em relação a ψ_0 em virtude do acúmulo de pressões neutras sob condições não-saturadas
Δ	Variável do estado de tensões que apresenta maior correlação com M_R no modelo de Freitas, Rezende e Gitirana Junior (2020)
v	Velocidade de aplicação da carga no ensaio de LWD

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	23
1.1. OBJETIVOS	25
1.1.1. Objetivo Geral	25
1.1.2. Objetivos Específicos	25
1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	26
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	27
2.1. O MÓDULO DE RESILIÊNCIA DOS SOLOS	27
2.1.1. O Conceito de Resiliência e o Ensaio Triaxial de Carga Repetida	27
2.1.2. Aspectos que Influenciam o Comportamento Resiliente dos Solos	34
2.1.2.1. Estado de Tensões	34
2.1.2.2. Características do Carregamento.....	36
2.1.2.3. Densidade e Grau de Compactação.....	37
2.1.2.4. Umidade e Sucção	38
2.1.2.5. Granulometria.....	40
2.1.2.6. História de Tensões e Número de Ciclos de Carga	42
2.1.3. Modelagem Matemática do Módulo de Resiliência	44
2.1.3.1. Modelos que Relacionam o <i>MR</i> com o Estado de Tensões	45
2.1.3.2. Modelos que Relacionam o <i>MR</i> com a Umidade e Sucção	54
2.2. CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA.....	65
2.2.1. Histórico	65
2.2.2. Aparelhagem, Execução e Parâmetros Medidos no Ensaio	69
2.2.3. Correlações entre os Resultados do Ensaio de CPD e o <i>MR</i>	72
2.3. LIGHT WEIGHT DEFLECTOMETER.....	77
2.3.1. Histórico	77

2.3.2.	Aparelhagem, Execução e Parâmetros Medidos no Ensaio	80
2.3.3.	Correlações entre os Resultados do Ensaio de LWD e o <i>MR</i>	84
3.	METODOLOGIA	87
3.1.	ÁREA DE ESTUDO	88
3.2.	PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS	91
3.2.1.	Fase de Campo	91
3.2.1.1.	Aspectos Gerais das Campanhas de Ensaios.....	91
3.2.1.2.	Ensaio de CPD	93
3.2.1.3.	Ensaio de LWD	94
3.2.1.4.	Ensaio de Massa Específica Aparente <i>In Situ</i>	97
3.2.2.	Fase de Laboratório I – Caracterização e Ensaio de Compactação	97
3.2.2.1.	Ensaio de Granulometria.....	98
3.2.2.2.	Ensaio de Limites de Consistência.....	99
3.2.2.3.	Ensaio de Massa Específica dos Grão de Solo.....	100
3.2.2.4.	Ensaio de Compactação	101
3.2.3.	Fase de Laboratório II – Determinação do <i>MR</i>	101
3.2.3.1.	Moldagem dos Corpos de Prova	102
3.2.3.2.	Processos de Variação de Umidade	103
3.2.3.3.	Ensaio Triaxial de Carga Repetida.....	105
3.2.4.	Tratamento Estatístico dos Dados Experimentais	107
3.2.4.1.	Ajuste dos Resultados do Ensaio de <i>MR</i> aos Modelos Constitutivos que Incorporam a Influência do Estado de Tensões.....	107
3.2.4.2.	Análise das Correlações entre os Resultados dos Ensaios de CPD e LWD e o <i>MR</i> 111	
4.	RESULTADOS.....	113
4.1.	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	113
4.1.1.	Granulometria.....	113

4.1.2.	Massa Específica dos Grãos, Limites de Consistência e Classificação dos Solos	115
4.1.3.	Parâmetros do Ensaio de Compactação	117
4.2.	RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CAMPO	120
4.2.1.	Umidade e Massa Específica Aparente <i>In Situ</i>	120
4.2.2.	Diagramas Estruturais e Índice de Penetração Médio do Ensaio CPD	121
4.2.3.	Parâmetros de Deformabilidade do Ensaio LWD	128
4.3.	ANÁLISE DO COMPORTAMENTO RESILIENTE DOS SOLOS.....	131
4.3.1.	Parâmetros Físicos das Amostras	131
4.3.2.	Resultados dos Ensaios Triaxiais de Carga Repetida	137
4.3.2.1.	Aspectos Gerais a Respeito da Influência da Umidade no Valor do <i>MR</i> .	137
4.3.2.2.	Tratamento Estatístico dos Resultados dos Ensaios Triaxiais de Carga Repetida por Meio da Análise de Quartis	143
4.3.2.3.	Análise das Relações entre o <i>MR</i> e o Estado de Tensões e Ajuste Estatístico dos Modelos Constitutivos	148
4.4.	CORRELAÇÕES ENTRE OS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CPD E LWD E O MÓDULO DE RESILIÊNCIA	157
4.4.1.	Correlação CPD/ <i>MR</i>	157
4.4.2.	Correlação LWD/ <i>MR</i>	167
5.	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	176
5.1.	CONCLUSÕES	176
5.2.	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	178
6.	REFERÊNCIAS	180
APÊNDICE A – RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS DE CARGA REPETIDA		
196		
APÊNDICE B – RESULTADOS DAS ANÁLISES DE REGRESSÃO DOS VALORES DE <i>MR</i> EM FUNÇÃO DO ESTADO DE TENSÕES		233

1. INTRODUÇÃO

No contexto da engenharia de pavimentos brasileira, é evidente a existência de um atraso no que concerne às metodologias adotadas para o dimensionamento dessas estruturas. Apesar de atualmente estar em curso no país a implementação do moderno Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa), o critério que ainda vigora é o proposto pelo Manual de Pavimentação do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT, 2006), o qual foi, originalmente, apresentado nos anos 1960, e se baseia em premissas empíricas, empregando o Índice de Suporte Califórnia (*ISC* ou *CBR* – *California Bearing Ratio*) como parâmetro de desempenho mecânico do subleito, a partir do qual se determinam as espessuras das camadas subjacentes do pavimento. Apesar de todo o arcabouço teórico construído ao longo de décadas de experiência com o *CBR*, é notório que as condições de deformabilidade e os modos de ruptura associados à sua determinação não representam os estados de tensões atuantes na estrutura de um pavimento (BERNUCCI et al., 2006), os quais se caracterizam, essencialmente, pela ação de cargas dinâmicas decorrentes da ação de veículos em movimento (NGUYEN; MOHAJERANI, 2016).

Em meados da década de 1950, estudos desenvolvidos no estado norte-americano da Califórnia pelo engenheiro Francis N. Hveem e o professor H. B. Seed avaliaram os efeitos associados a carregamentos dinâmicos em pavimentos. Esses trabalhos introduziram o conceito de módulo de resiliência (M_R) como um parâmetro de rigidez para os materiais que compõem as camadas granulares do pavimento e o subleito. Nos EUA, o módulo de resiliência tem substituído o *CBR* no dimensionamento de pavimentos desde a versão de 1986 do antigo *Guide for Design of Pavement Structures* (GDPS), proposto pela *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO, 1986). Com o advento das abordagens mecanístico-empíricas de dimensionamento a partir da criação do *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide* (MEPDG) pelo projeto NCHRP 1-37A (ARA, Inc., 2004), houve a consolidação do uso desse parâmetro no cenário americano, uma vez que esses novos métodos avaliam o desempenho do pavimento em função das tensões e deformações gerados pela ação do tráfego, empregando critérios matemáticos derivados da teoria da elasticidade, para os quais a definição de tais propriedades mecânicas é essencial.

O M_R de solos e agregados britados pode ser determinado diretamente em laboratório por meio do ensaio triaxial de carga repetida, sendo, então, expresso pela razão entre a tensão

desvio e a deformação axial recuperável (resiliente) ao final de cada ciclo de carregamento, no qual um corpo de prova é submetido a uma tensão confinante constante e uma tensão axial cíclica. A utilização de diferentes combinações de tensões de desvio e confinamento objetiva simular o efeito do carregamento dinâmico provocado pelo tráfego sobre o pavimento (NGUYEN; MOHAJERANI, 2015). Observa-se ainda que o M_R dos solos não constitui uma propriedade intrínseca desses materiais, mas sim um parâmetro que depende do estado de tensões aplicado, das condições físicas do solo (umidade e peso específico) e de sua natureza e classificação (MAMATHA; DINESH, 2017). Devido a essa característica, ao longo dos anos, diversos autores têm proposto e testado modelos constitutivos com a finalidade de representar o M_R como uma função de componentes do estado de tensões (SEED *et al.*, 1967; SVENSON, 1980; UZAN, 1985; PEZO *et al.*, 1992; HOPKINS *et al.*, 2001). Destaca-se também os trabalhos mais recentes que têm apresentado modelos que incorporam os efeitos da umidade e da sucção matricial no M_R (YANG; HUANG; TAI, 2005; CARY; ZAPATA, 2011; HAN; VANAPALLI, 2015; FREITAS; REZENDE; GITIRANA JUNIOR, 2020; ABDOLLAHI; VAHEDIFARD, 2022).

Um consenso entre diversos autores reside no fato de que a determinação do módulo de resiliência em laboratório, por meio do ensaio triaxial de carga repetida, corresponde a um processo consideravelmente caro e lento, que exige um operador devidamente treinado para sua realização (MOHAMMAD *et al.*, 2008; NAZZAL; MOHAMMAD, 2010; NGUYEN; MOHAJERANI, 2015; MOUSAVI; GABR; BORDEN, 2017, 2018; ZHANG *et al.*, 2019). Em virtude dessa problemática, uma alternativa proposta em alguns estudos clássicos foi o uso de correlações estatísticas para estimar o M_R a partir do *CBR* ou de parâmetros físicos do solo (RADA; WITCZAK, 1981; CARMICHAEL III; STUART, 1985). Outros estudos têm utilizado os resultados obtidos em ensaios de campo, como o Cone de Penetração Dinâmica (CPD) e o *Light Weight Deflectometer* (LWD), para a determinação do valor do M_R (HASSAN, 1996; GUDISHALA, 2004; MOHAMMAD *et al.*, 2008; WHITE; THOMPSON; VENNAPUSA, 2007; NGUYEN; MOHAJERANI, 2015).

Apesar dos bons resultados obtidos nos estudos supracitados, eles encontram certos problemas no que diz respeito ao seu escopo de aplicação, uma vez que consideram um valor específico de M_R , obtido para um determinado estado de tensões característico de uma estrutura de pavimento pré-determinada e de solicitações mecânicas usuais. Nos últimos anos, alguns estudos tem proposto correlações entre parâmetros físicos do solo e os parâmetros de modelos constitutivos para o M_R , garantido, portanto, sua aplicabilidade em diversas condições de

carregamento (YAU; VON QUINTUS, 2002; NAZZAL, 2010; MOHAMMAD, 2010). No que diz respeito às correlações com ensaios de campo, constata-se que Mousavi, Gabr e Borden (2017, 2018) seguiram a mesma linha, obtendo modelos baseados em resultados de ensaios LWD e CPD, respectivamente.

O uso dos ensaios de CPD e LWD representa uma alternativa promissora nesse cenário, uma vez que ambos constituem técnicas de custo relativamente baixo e cujo caráter portátil garante grande praticidade e rapidez de execução. Não obstante, esses ensaios, frente aos métodos de laboratório, têm a vantagem de possibilitar a avaliação dos materiais na sua condição real de campo, podendo ser aplicáveis em ambas as fases de investigação preliminar e controle de qualidade. No entanto, a natureza intrínseca de cada solo, somada ao aspecto estatístico dessas correlações, faz com que seja necessária a obtenção de expressões locais, representativas dos solos de uma dada região. Dessa forma, este trabalho propôs um estudo experimental para o desenvolvimento de modelos estatísticos de previsão do M_R baseados nos resultados de ensaios de CPD e LWD com solos típicos da cidade de Campina Grande-PB.

1.1. OBJETIVOS

1.1.1. Objetivo Geral

Desenvolver formulações estatísticas que correlacionem os parâmetros determinados em ensaios de CPD e LWD com o módulo de resiliência de solos de pavimentos urbanos comumente encontrados na cidade de Campina Grande-PB.

1.1.2. Objetivos Específicos

- a) Determinar dentre os principais modelos constitutivos apresentados na literatura quais representam de forma mais precisa a relação entre o M_R e as variáveis do estado de tensão;
- b) Avaliar o comportamento dos modelos resilientes em função das variações de umidade do solo, de modo a determinar valores dos parâmetros de regressão que sejam representativos do estado físico observado em campo;
- c) Verificar a relação entre os índices obtidos dos ensaios CPD e LWD com os parâmetros de regressão dos modelos constitutivos adotados para estudo;
- d) Validar as formulações determinadas na pesquisa empregando dados obtidos em outros estudos presentes na literatura;

1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Apresenta-se a seguir um breve resumo sobre o conteúdo abordado nos seis capítulos que compõem esta dissertação:

O **Capítulo 1** apresenta a introdução do trabalho, onde é feita a contextualização do tema proposto e, em especial, a discussão dos aspectos que motivaram o desenvolvimento da pesquisa. Apresenta-se ainda os objetivos gerais e específicos e a organização do trabalho.

No **Capítulo 2**, é feita a revisão bibliográfica dos principais assuntos correlatos ao tema em questão e à problemática definida. Parte-se, à priori, de uma discussão mais abrangente sobre o M_R , onde são abordados os aspectos históricos, as particularidades do ensaio triaxial de carga repetida, os fatores que influenciam no comportamento resiliente dos solos e agregados, além dos principais modelos constitutivos. Discute-se, ainda, as características dos ensaios de CPD e LWD e seu uso na previsão do M_R .

O **Capítulo 3** apresenta a área de estudo onde a pesquisa se desenvolveu, bem como, os materiais avaliados, além dos procedimentos experimentais e métodos de análise adotados.

O **Capítulo 4** traz os resultados obtidos na pesquisa, partindo da caracterização dos materiais por meio dos ensaios de campo e laboratório, seguindo do estudo a respeito do comportamento resiliente e, por fim, culminando no desenvolvimento das correlações pretendidas.

No **Capítulo 5**, são apresentadas as conclusões do estudo desenvolvido, além de algumas sugestões para pesquisas futuras.

No **Capítulo 6**, são inseridas as referências bibliográficas do trabalho.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

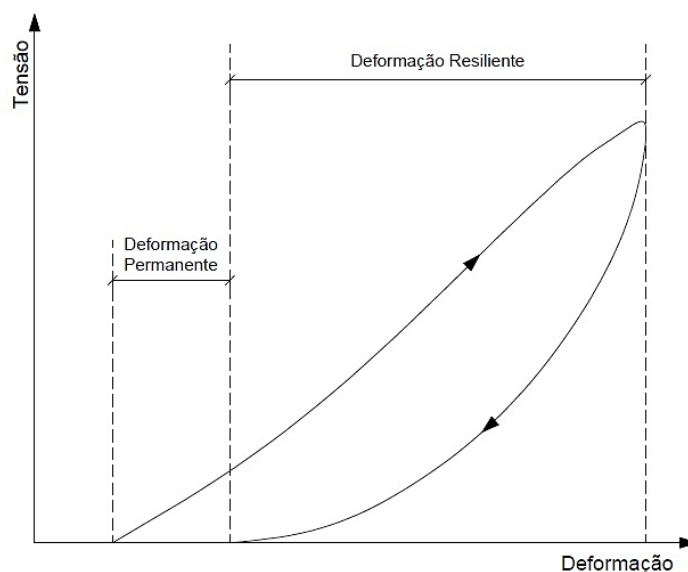
2.1. O MÓDULO DE RESILIÊNCIA DOS SOLOS

2.1.1. O Conceito de Resiliência e o Ensaio Triaxial de Carga Repetida

Em uma abordagem mecanístico-empírica de dimensionamento, a análise estrutural do pavimento é realizada, via de regra, pelo emprego de modelos elásticos de comportamento, cuja aplicação requer o conhecimento dos parâmetros mecânicos dos materiais, em especial, das relações entre tensões e deformações, definidas em conformidade com a Lei de Hooke generalizada por meio do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson. Diferentemente dos problemas mais clássicos da geotecnia, onde também se adotam tais soluções, a análise mecânica dos pavimentos apresenta uma certa complexidade no tocante às condições de carregamento, haja vista a característica dinâmica da ação dos veículos sobre uma rodovia.

Em virtude dessas solicitações, as camadas do pavimento são submetidas a um estado oscilatório de tensões, caracterizado por ciclos de carregamento e descarregamento. Nos materiais usualmente empregados nessas camadas, como os solos e agregados britados, cuja resposta mecânica não corresponde a um comportamento elástico puro, a ação cíclica das cargas resulta na ocorrência de deformações que são apenas parcialmente recuperadas (deformações resilientes), uma vez que parte da deformação resultante é mantida de forma residual ao final de cada ciclo (deformação permanente), conforme se observa na Figura 1.

Figura 1 - Curva tensão x deformação de materiais de pavimentação submetidos a um ciclo de carga



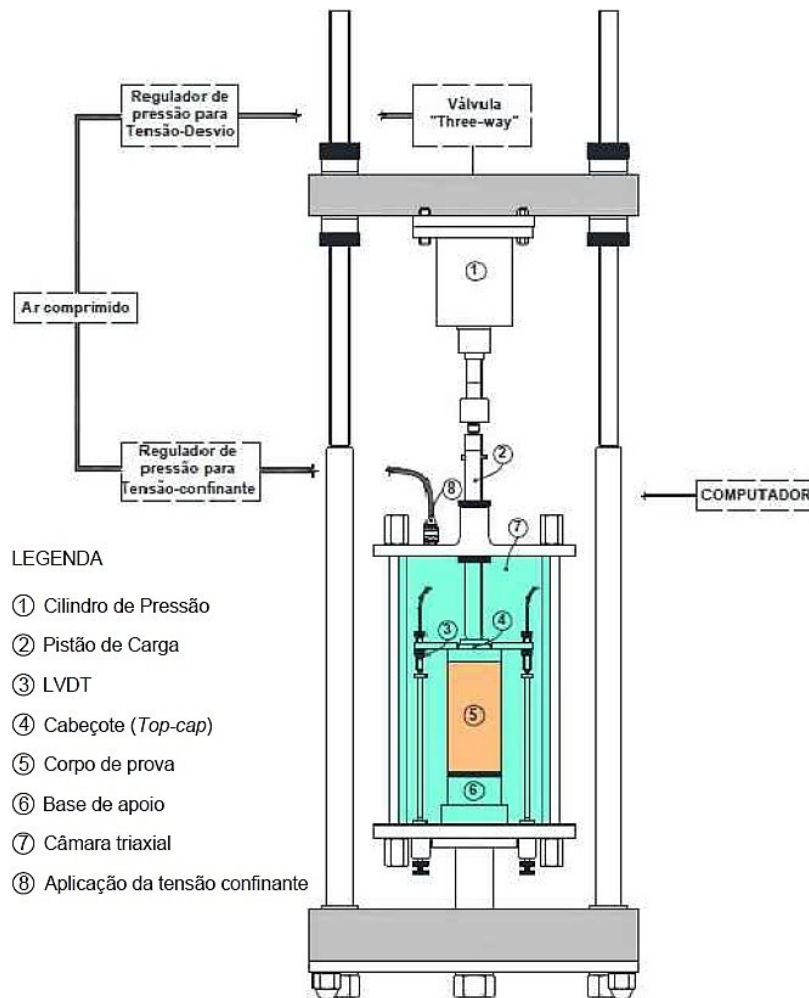
Fonte: Adaptado de Lekarp, Isacsson e Dawson (2000)

Embora o comportamento descrito na Figura 1 expresse, a rigor, uma resposta elásto-plástica, sabe-se, ainda, que as solicitações dinâmicas do tráfego tendem a provocar pequenas parcelas de deformação permanente, o que possibilita a adoção de uma aproximação elástica para os casos gerais. Huang (2004) estabelece que esse tipo de simplificação é válido desde que a magnitude das cargas aplicadas seja suficientemente pequena quando comparada à capacidade de suporte do material e que o número de solicitações seja significativamente elevado, permitindo a redução das deformações permanentes iniciais. De acordo com Bernucci *et al.* (2006), as cargas dos veículos são aplicadas sobre o pavimento, normalmente, em frações de segundo, com intensidades e frequências variadas, resultando, de modo geral, em pequenas deformações, sobretudo quando comparadas às obtidas em ensaios estáticos como o *CBR*.

Historicamente, o início dos estudos sobre o comportamento resiliente dos materiais de pavimentação é creditado ao engenheiro norte-americano Francis N. Hveem. Com base em um conjunto de medidas de deflexões em pavimentos de rodovias do estado da Califórnia, resultantes de uma campanha de monitoramento iniciada em 1938, Hveem (1955) associou o fenômeno de trincamento por fadiga do revestimento asfáltico com a ocorrência de deformações resilientes excessivas nas camadas inferiores do pavimento, sobretudo no subleito. Hveem (1955) também foi o responsável pela introdução, no contexto da mecânica dos pavimentos, do termo “resiliência”, cuja preferência lexical foi justificada pelo autor com base no fato de que as deformações nos pavimentos são, em geral, significativamente maiores do que as observadas em materiais tipicamente elásticos, como o concreto e o aço. Cabe ainda destacar que, sob a perspectiva da ciência dos materiais, a resiliência expressa a “capacidade de um material absorver energia quando ele é deformado elasticamente e depois, com o descarregamento, ter essa energia recuperada” (CALLISTER JR.; RETHWISCH, 2016).

Nos materiais de pavimentação, a relação entre as deformações resilientes e as tensões cíclicas decorrentes da ação do tráfego é expressa por meio do módulo de resiliência (M_R). Para a determinação do M_R , têm-se empregado de forma corrente os ensaios de carga repetida em laboratório. A primeira proposta de um aparelho com essa finalidade foi o “resiliômetro”, desenvolvido por Hveem em 1946 (HVEEM, 1955). No entanto, o método que se popularizou para análise de solos e materiais britados foi o ensaio triaxial de carga repetida, introduzido no meio da pavimentação apenas no final dos anos 50, fruto dos estudos conduzidos pelo professor H. B. Seed, na Universidade da Califórnia, em Berkeley. Seed e Fead (1959) foram os responsáveis pela concepção inicial de um equipamento pneumático de compressão triaxial dinâmica, o qual viria a servir de base o desenvolvimento dos aparelhos atuais (Figura 2).

Figura 2 – Esquema de um equipamento triaxial de carga repetida



Fonte: Adaptado da norma DNIT 134/2018-ME (DNIT, 2018)

De forma geral, o princípio do ensaio consiste em submeter um corpo de prova (CP) de um determinado material a um estado triaxial de tensões, definido por uma tensão confinante constante (σ_3) e uma tensão desvio (σ_d), aplicada de forma repetida ao longo do eixo vertical do CP (Figura 3a). Em geral, a aplicação da tensão σ_d segue um padrão semi-senoidal, com pulsos de carga de 0,1s e repousos de 0,9s (1Hz). Durante o ensaio, são monitoradas as deformações axiais do CP para cada ciclo de carga (Figura 3b) utilizando-se transdutores mecânicos eletromagnéticos (*Linear Variable Differential Transducers*, LVDT). A partir desses resultados, define-se o M_R do material como a razão entre a tensão desvio e a correspondente deformação resiliente (ε_r), conforme define a expressão (1):

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (1)$$

Em que:

$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$: tensão de desvio aplicada de forma repetida ao longo do eixo vertical;

σ_1 : tensão principal maior;

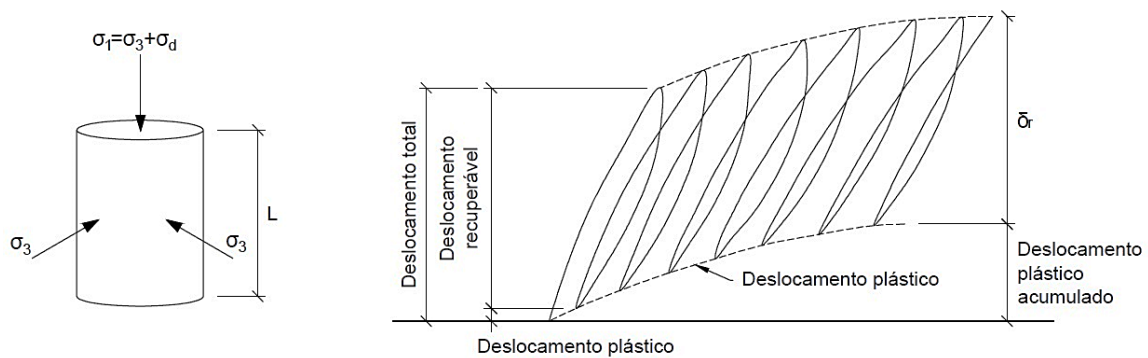
σ_3 : tensão principal menor (tensão confinante);

$\varepsilon_r = \delta_r/L$: deformação vertical específica resiliente (recuperável);

δ_r : deslocamento vertical resiliente;

L : altura do corpo de prova.

Figura 3 - Tensões e deslocamentos no ensaio triaxial de carga repetida



a) Esquema de aplicação de tensões triaxiais

b) Deslocamentos sofridos pelo corpo de prova durante o ensaio

Fonte: Adaptado de Bernucci *et al.* (2006)

Os procedimentos para realização do ensaio triaxial de carga repetida são regidos no Brasil pela norma DNIT 134/2018-ME (DNIT, 2018). Nos EUA, o método padrão de ensaio é determinado pela AASHTO T 307-99 (AASHTO, 2007). O ensaio, conforme preconizado pelas referidas normas, pode ser adotado para determinação do M_R dos mais diversos tipos de materiais usualmente empregados no subleito e nas camadas de reforço do subleito, sub-base e base; como solos naturais, misturas de solo-cimento e solo-agregado, além de britas graduadas simples ou tratadas com cimento. De forma geral, a metodologia adotada pelas duas normas é bastante similar, sobretudo no que diz respeito às características básicas do ensaio, como as frequências de aplicação de carga e a forma de aquisição de dados.

Embora similares, os procedimentos americano e brasileiro diferem em algumas etapas importantes do ensaio, começando pela fase inicial, com a preparação das amostras. Ambas as normas preveem a possibilidade de uso de amostras indeformadas ou moldadas em laboratório, com a escolha de um tipo em detrimento ao outro variando à critério da aplicação desejada. A

despeito do tipo de amostragem adotado, os corpos de prova empregados no ensaio devem ter um formato cilíndrico, obedecendo à proporção 2:1 entre altura e diâmetro. No entanto, as duas normas estabelecem as dimensões dos CPs em função do tipo de material analisado, seguindo critérios e padrões de medidas diferentes entre si.

A DNIT 134/2018-ME considera uma distinção entre os solos e materiais sem pedregulho (totalmente passante na peneira #4,8mm) dos solos pedregulhosos e britas. Para o primeiro caso, são sempre utilizados CPs de 100mm de diâmetro e 200mm de altura, enquanto que, para o segundo, os CPs devem ter 150mm de diâmetro e altura de 300mm, exceto quando a amostra passa integralmente na peneira de 25,4mm, onde se permite o uso do CP com diâmetro de 100mm, obedecendo uma relação mínima de 1:4 entre o diâmetro máximo da partícula e o diâmetro do CP. No caso da norma AASHTO T 307-99, consideram-se também duas classes de materiais, sendo elas: o Tipo 1, que inclui os solos e agregados naturais (não tratados) com menos de 70% passando na peneira #10 (2,0mm) e menos de 20% passando na peneira #200 (0,075mm), além de índice de plasticidade inferior a 10%; e o Tipo 2, que engloba os demais materiais não tratados. Para o Tipo 1, recomenda-se, de modo geral, o uso de CPs com diâmetro de 150mm, enquanto que, para o Tipo 2, o diâmetro deve ser 70mm.

Ainda no que diz respeito à etapa de preparação das amostras, cabe destacar as diferenças entre os métodos empregados por cada norma para a moldagem dos CPs com amostras deformadas. No método de ensaio do DNIT, as amostras, independentemente do tipo de material, são moldadas por meio de um processo de compactação dinâmica (por impacto) em cilindros tripartidos, seguindo as energias de compactação padrão Proctor (normal, intermediária ou modificada). Em contrapartida, a norma da AASHTO considera a utilização de outros métodos de compactação, recomendando, por exemplo, a compactação por vibração para materiais Tipo 1, além de processos de compactação estática e por amassamento para amostras do Tipo 2.

Com relação a etapa de aplicação das cargas repetidas, que consiste na realização do ensaio propriamente dito, observam-se também algumas similaridades e diferenças entre os métodos do DNIT e da AASHTO. Dentre as similaridades, nota-se que ambas as normativas propõem dois processos de ensaio, distinguindo a forma de análise de materiais de subleito e materiais de bases e sub-bases, tendo em vista, sobretudo, a diferença com relação ao estado de tensões atuantes nessas camadas. Além desse aspecto, destaca-se ainda que os procedimentos de ensaio consideram a realização de uma etapa inicial de condicionamento, previamente à aplicação das tensões para determinação do M_R . Na etapa de condicionamento, é feita a

aplicação de alguns ciclos de carregamento com a finalidade de reduzir as deformações permanentes iniciais do CP, além de reduzir algumas imperfeições superficiais, melhorando o contato do mesmo com a base do mecanismo de aplicação de cargas.

As diferenças, por outro lado, residem nos valores das cargas adotados por cada norma, bem como na quantidade de ciclos mínimos para cada par de tensões. Para o caso de subleitos, a norma brasileira recomenda, na fase de condicionamento, a aplicação de uma tensão confinante de 70kPa, em conjunto com 500 ciclos de uma tensão desvio de mesmo valor. A norma americana, por sua vez, considera valores menores de tensões, sendo 41,4kPa e 27,6kPa, respectivamente, para as tensões confinante e desvio. Com relação a quantidade de ciclos na fase de confinamento, são recomendados entre 500 e 1000 repetições, a depender da progressão das deformações permanentes no CP. Para bases e sub-bases, a DNIT 134/2018-ME emprega mais outros dois pares de tensões, com tensões confinantes de 70kPa e 105kPa, respectivamente em conjunto com tensões desvio de 210kPa e 315kPa, todos com 500 ciclos, totalizando 1500 repetições para essa etapa. A norma da AASHTO, por sua vez, segue um processo similar ao estabelecido para os subleitos, realizando a aplicação de 500 a 1000 ciclos de carga no condicionamento de materiais de base e sub-base, no entanto, adotando um par de tensões confinante e desvio de mesmo valor, sendo, neste caso, 103,4kPa.

Para a etapa de medição do M_R as normas do DNIT e da AASHTO recomendam, respectivamente os pares de tensões constantes nas Tabelas 1 e 2. Observa-se que as diferenças entre os valores recomendados por cada norma são mais significativas para os materiais de subleito. A norma brasileira faz uso de doze pares de tensões para esse procedimento, os quais correspondem aos doze pares iniciais do método proposto para materiais de bases e sub-bases. São adotados valores de tensões confinantes crescentes, que variam entre 20kPa e 70kPa, bem como, tensões desvio, também crescentes que partem de 20kPa a um máximo de 210kPa. Por sua vez, a norma americana adota quinze pares de tensões, com a principal diferença associada à progressão das tensões confinantes, que é decrescente, variando de 41,4kPa a 13,8kPa, enquanto que as tensões desvio seguem crescentes, com valores próximos aos adotados pela norma do DNIT. No tocante aos valores de tensões empregados para análise dos materiais de bases e sub-bases, observam-se, apenas, pequenas alterações em alguns valores de tensões, além da adição de uma sequência de tensões na norma brasileira, que conta com dezoito pares de tensões, enquanto a americana estabelece quinze.

Ademais, como mencionado, observa-se que as recomendações quanto ao número mínimo de ciclos de carga empregados na etapa de determinação do M_R são significativamente diferentes entre as duas normas, uma vez que o método do DNIT considera a aplicação de 10 ciclos para cada par de tensões, enquanto o da AASHTO adota um número de 100 ciclos. Conforme explica Huang (2004), o aumento da quantidade de ciclos de carga tende a acarretar na estabilização das deformações permanentes, o que é um fator positivo para a obtenção de medidas mais precisas do M_R , o que, portanto, indica um maior conservadorismo na norma americana. Cabe ainda destacar que ambas as normas restringem essas deformações a um valor máximo de 5% da altura do CP, sendo esse, portanto, um critério para a interrupção do ensaio em qualquer etapa de aplicação de carga.

Tabela 1 – Sequência de tensões para determinação do M_R da norma DNIT 134/2018-ME

Sequência	Subleitões		Sequência	Sub-bases	
	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)		σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)
1	20,0	20,0	1	20,0	20,0
2	20,0	40,0	2	20,0	40,0
3	20,0	60,0	3	20,0	60,0
4	35,0	35,0	4	35,0	35,0
5	35,0	70,0	5	35,0	70,0
6	35,0	105,0	6	35,0	105,0
7	50,0	50,0	7	50,0	50,0
8	50,0	100,0	8	50,0	100,0
9	50,0	150,0	9	50,0	150,0
10	70,0	70,0	10	70,0	70,0
11	70,0	140,0	11	70,0	140,0
12	70,0	210,0	12	70,0	210,0
			13	105,0	105,0
			14	105,0	210,0
			15	105,0	315,0
			16	140,0	140,0
			17	140,0	280,0
			18	140,0	420,0

Fonte: DNIT 134/2018-ME (DNIT, 2018)

Tabela 2 – Sequência de tensões para determinação do M_R da norma AASHTO T 307-99

Sequência	Subleitos		Sequência	Sub-bases	
	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)		σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)
1	41,4	13,8	1	20,7	20,7
2	41,4	27,6	2	20,7	41,4
3	41,4	41,4	3	20,7	62,1
4	41,4	55,2	4	34,5	34,5
5	41,4	68,9	5	34,5	68,9
6	27,6	13,8	6	34,5	103,4
7	27,6	27,6	7	68,9	68,9
8	27,6	41,4	8	68,9	137,9
9	27,6	55,2	9	68,9	206,8
10	27,6	68,9	10	103,4	68,9
11	13,8	13,8	11	103,4	103,4
12	13,8	27,6	12	103,4	206,8
13	13,8	41,4	13	137,9	103,4
14	13,8	55,2	14	137,9	137,9
15	13,8	68,9	15	137,9	275,8

Fonte: AASHTO T 307-99 (AASHTO, 2007)

2.1.2. Aspectos que Influenciam o Comportamento Resiliente dos Solos

De forma similar à grande parte dos parâmetros mecânicos atribuídos aos solos, o M_R não constitui uma propriedade intrínseca desses materiais, uma vez que seu valor varia em função de uma série de aspectos, os quais, de maneira geral, podem ser resumidos em três classes principais: a) o estado de tensões aplicado; b) a condição física do solo, definida pela umidade e o peso específico; c) a sua natureza e classificação (TAKEDA, 2006; MAMATHA; DINESH, 2017). Ao longo dos últimos setenta anos, diversos estudos foram desenvolvidos com enfoque nessa temática (SEED; MCNEILL, 1956; ALLEN, 1973; PREUSSLER, 1978; SVENSON, 1980; LEKARP; ISACSSON; DAWSON, 2000; LIU *et al.*, 2019), possibilitando um entendimento amplo a respeito dos fatores que definem o comportamento do M_R de solos e agregados. A seguir, serão abordados alguns desses fatores.

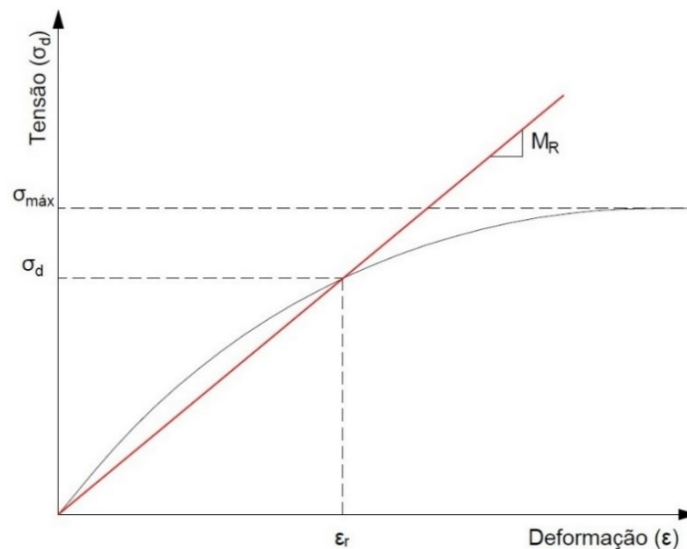
2.1.2.1. Estado de Tensões

Seguramente, há na literatura um consenso claro de que o estado de tensões é o fator que influencia de forma mais significativa nas propriedades resilientes de solos e agregados (ALLEN, 1973; RADA; WITCZAK, 1981; LEKARP; ISACSSON; DAWSON, 2000). Como se sabe, para o caso triaxial, o estado de tensões principais é caracterizado pela magnitude das

tensões confinante (σ_3) e desvio (σ_d), as quais afetam o valor do M_R de maneira diversa e com maior ou menor intensidade em função do tipo de material.

Em primeiro caso, tem-se a influência negativa associada à tensão desvio, cujo aumento induz ao acréscimo progressivo nas deformações resilientes, o que, por conseguinte, caracteriza uma contínua perda de rigidez do material, e, portanto, a redução do M_R . Esse comportamento, conforme destacam Ng *et al.* (2013), resulta da inerente natureza não-linear do comportamento tensão-deformação dos solos (Figura 4). Uma vez que o cisalhamento é o principal mecanismo de ruptura desses materiais, é evidente que, para um dado valor de σ_3 constante, o aumento de σ_d conduz a tensões cisalhantes cada vez maiores e mais próximas da capacidade de suporte solo, enfraquecendo sua estrutura compacta inicial e tornando-o gradativamente mais deformável (IKEAGWUANI; NWONU, 2019).

Figura 4 - Comportamento tensão-deformação dos solos



Fonte: Autor

A relação entre o M_R e a tensão desvio caracteriza o comportamento de solos finos, como as argilas e siltes, fato este que tem sido excessivamente comprovado desde estudos clássicos, como o de Svenson (1980), até os trabalhos mais recentes de Ng *et al.* (2013) e Liu *et al.* (2019). A título de exemplo, relata-se o caso de Svenson (1980), que avaliou o comportamento resiliente de quatro solos argilosos originários de subleitos e camadas de reforço de subleito de rodovias nas regiões Sul e Sudeste do Brasil. Para esses materiais, a autora observou uma redução de 62% no valor do M_R para um aumento na tensão desvio de 35kPa para 70kPa.

Em contrapartida, para os solos arenosos e os agregados usualmente empregados em bases e sub-bases predomina de forma mais significativa a influência da tensão confinante. Nesses materiais, para os quais o comportamento mecânico é definido pelas forças que atuam no contato entre partículas, o aumento da tensão confinante tem um impacto positivo, colaborando para o enrijecimento de sua estrutura granular. Diversos autores relatam uma correlação direta entre o M_R e σ_3 para uma grande variedade de agregados e solos granulares (DUNLAP, 1963; SEED *et al.*, 1967; HICKS; MONISMITH, 1971; PREUSSLER, 1978; KAMAL *et al.*, 1993). De forma similar, estudos como o de Smith e Nair (1973), Sweere (1990) e Jin, Lee e Kovacs (1994) observaram relações similares entre o M_R e o primeiro invariante de tensões (θ_b)¹.

Cabe ainda salientar que, embora haja essa distinção usual entre o comportamento resiliente de solos finos e granulares, é notório que grande parte dos solos comumente encontrados em subleitos de rodovias, e especialmente aqueles de origem residual, apresentam um comportamento intermediário, com o M_R variando em função da magnitude de ambas as tensões σ_3 e σ_d (MACÊDO, 1996; TAKEDA, 2006; LIU *et al.*, 2019). Não obstante, de acordo com Uzan (1985), mesmo para materiais como os agregados britados, o comportamento do M_R não pode ser corretamente descrito apenas em função de σ_3 e θ_b , uma vez que tal abordagem desconsidera o efeito das deformações cisalhantes no material.

2.1.2.2. Características do Carregamento

Conforme apresentado no tópico 2.1.1, a determinação do M_R em laboratório requer a realização de ensaios triaxiais de carga repetida sob condições bem definidas de carregamento, com o objetivo de simular de maneira suficientemente adequada as solicitações do tráfego na rodovia. Além da magnitude das tensões aplicadas, as normas e procedimentos de ensaio fixam outras características essenciais do carregamento, sendo elas: a **duração** dos pulsos de carga, a **frequência** e a **sequência** de aplicação das tensões.

A duração e a frequência do carregamento estão associadas à velocidade dos veículos que trafegam sobre uma rodovia e à espessura do pavimento, o que, naturalmente, faz com que tais características sejam consideravelmente variáveis e, em certos casos, difíceis de se prever na fase de projeto (HUANG, 2004). De modo geral, tem-se observado em ensaios triaxiais de carga repetida que o aumento da duração dos pulsos de carga provoca uma redução do M_R ,

¹ $\theta_b = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ ou, para o caso típico em que $\sigma_2 = \sigma_3$, tem-se: $\theta_b = \sigma_1 + 2\sigma_3$.

enquanto que maiores frequências contribuem para módulos mais elevados (SEED; CHAN, 1961; PREUSSLER, 1978; ZHANG *et al.*, 2016; LIU *et al.*, 2019).

Preussler (1978) associa o efeito adverso da duração da carga ao desenvolvimento de pressões neutras e ao aumento do tempo disponível para drenagem, que, em conjunto, contribuem para a maior deformabilidade do solo. Tal observação sugere que esses efeitos tendem a ser mais acentuados em solos finos e para graus de saturação elevados. Em ensaios não-drenados com uma argila, Seed e Chan (1961) observaram que a influência da duração da carga é afetada pela magnitude do intervalo entre aplicações, em virtude de uma combinação de fenômenos característicos do comportamento desses solos, como a tixotropia, a fluência (*creep*), o enrijecimento (*stiffening*) em função da aplicação de cargas repetidas e a perda de resistência por separação das partículas nos períodos de descarregamento. Assim, para cargas de curta duração, o aumento do intervalo entre aplicações conduz a menores deformações, enquanto que, para cargas de longa duração, observa-se o comportamento contrário.

No entanto, em estudos com agregados e solos granulares sob condições usuais de umidade, os resultados têm demonstrado que a influência da duração e da frequência no valor do M_R é, em geral, nula ou pouco significativa (ALLEN, 1973; BOYCE; BROWN; PELL, 1976; RADA; WITCZAK, 1981; THOM; BROWN, 1987; ZHANG *et al.*, 2016). Dessa forma, é justificável a adoção de uma padronização para o ensaio, com pulsos de carga de 0,1s de duração e frequência de carregamento de 1Hz, conforme se observa nos procedimentos de ensaio da DNIT 134/2018-ME e AASHTO T 307-99. Com relação à sequência de aplicação das tensões σ_3 e σ_d , destaca-se que, embora haja poucos estudos sobre sua influência na determinação do M_R , há uma concordância de que a mesma tende a ser irrisória (HICKS; MONISMITH, 1971; ALLEN, 1973).

2.1.2.3. Densidade e Grau de Compactação

Historicamente, a densidade tem sido adotada como um dos principais indicadores de qualidade na execução de obras geotécnicas e, mais especialmente, no campo da pavimentação. Essa importância, conforme destacam Lekar, Isacson e Dawson (2000), se consolidou com o entendimento amplo de que o aumento da densidade dos solos contribui para uma significativa melhoria nas características de rigidez e resistência mecânica desses materiais enquanto submetidos a solicitações estáticas, como ocorre nos ensaios de *CBR* e em provas de carga, tradicionalmente adotados por métodos empíricos de dimensionamento.

Naturalmente, seria intuitivo e, sob uma perspectiva teórica, plausível pressupor a existência de uma relação similar entre a densidade e o módulo de resiliência. De fato, tem-se observado uma grande variedade de estudos que relatam uma evolução significativa no M_R em função do aumento da densidade e do grau de compactação (SEED; MCNEILL, 1956; VUONG, 1992; RAZOUKI; IBRAHIM, 2017; LIU *et al.*, 2019). Vuong (1992) observou um aumento de cerca de 40% nas deformações resiliente de um agregado britado para uma redução de 100% para 95% no grau de compactação. Em ensaios com seis solos finos de diferentes localidades na China, Liu *et al.* (2019) relataram acréscimos no valor do M_R em torno de 20% a 26% para um aumento de 3% no grau de compactação. Destaca-se ainda os trabalhos recentes de Mamatha e Dinesh (2017) e Ikeagwuani e Nwonu (2019) com argilas expansivas, nos quais constatou-se que o aumento da energia empregada na compactação contribui tanto para a estabilização desses solos, como condiciona a uma melhoria no seu comportamento resiliente.

Na contramão dessas observações, alguns trabalhos com agregados indicam que a influência da densidade, embora possa resultar em um aumento efetivo do M_R , tende a ser afetada por outros fatores e, em alguns casos, pode ser pouco relevante. Hicks e Monismith (1971) observaram que a contribuição da densidade reduz fortemente em função do aumento da porcentagem de finos em agregados britados. Em estudos com materiais similares, Barksdale e Itani (1989) relataram aumentos expressivos, em torno de 50% a 160%, no valor do M_R para uma variação de 95% a 100% no grau de compactação. No entanto, os autores destacam que esse aumento reduz drasticamente para níveis elevados de tensão, corroborando com resultados anteriores de Allen (1973). Não obstante, Preussler (1978) e Rada e Witczak (1981) destacam que o efeito positivo associado ao aumento da densidade tende a ser menos expressivo em comparação à influência do estado de tensões e da umidade.

2.1.2.4. Umidade e Sucção

Como parte constituinte do solo, a água exerce uma influência fundamental em várias propriedades desses materiais, sobretudo naquelas associadas ao seu comportamento mecânico. Ao longo do ciclo de vida de um pavimento, o subleito e as camadas sob o revestimento estarão sujeitos a variações de umidade em virtude de fatores climáticos e das condições de drenagem da rodovia, o que, evidentemente, poderá vir a resultar em impactos relevantes no desempenho dessas estruturas perante a ação do tráfego.

A influência da umidade nas características resilientes dos solos e agregados têm sido amplamente abordada desde estudos pioneiros sobre o M_R (SEED; MCNEILL, 1956;

PREUSSLER, 1978; THOM; BROWN, 1987; HEYDINGER *et al.*, 1996) e, especialmente, em pesquisas recentes (KHOURY; ZAMAN, 2004; CAICEDO *et al.*, 2009; CARY; ZAPATA, 2011; BANERJEE *et al.*, 2020), que aprofundam a temática com a introdução dos conceitos da mecânica dos solos não-saturados, avaliando a relação entre o M_R e a sucção matricial (ψ_m). De modo geral, esses estudos observam que o aumento da umidade e a consequente redução da sucção aumentam a deformabilidade do material, implicando em menores valores de M_R , enquanto que, a redução da umidade contribui para o aumento do M_R .

Um ponto de destaque na literatura sobre o tema refere-se a forma como se considera a variação da umidade no material. A maior parte dos trabalhos observados investiga o comportamento de materiais compactados na condição de umidade ótima, que são submetidos, posteriormente, à processos de umedecimento ou secagem, com o intuito de simular de forma mais realista o que se espera ocorrer no campo, com o adequado controle de compactação das camadas durante o período de construção e as variações de umidade decorrendo, estritamente, de fatores climáticos. Nessa linha, Takeda (2006), em um estudo com trinta solos oriundos de subleitos de rodovias do estado de São Paulo, relata um aumento médio de 245% no M_R para uma redução de 2% em relação a umidade ótima, ao passo que, um aumento de 1% na umidade resultou em valores de M_R , em média, 37% menores. De forma similar, Yang, Huang e Tai (2005) observaram reduções em torno de 50% a 90% no M_R de dois solos coesivos em função de um aumento de 5% na umidade; e Salour, Erlingsson e Zapata (2015) constataram que uma redução 100% para 45% no grau de saturação de uma areia siltosa correspondeu a um acréscimo de cerca de 30% no M_R .

Outras pesquisas, todavia, tem seu enfoque na influência da umidade de compactação, simulando condições diferentes da ótima, onde as variações na densidade e na estrutura do material, ou mesmo na energia empregada no processo também impactam as propriedades resilientes. Svenson (1980) observou uma tendência de redução do M_R com aumento da umidade, relatando variações de até 44 vezes entre os valores obtidos no ramo seco e no ramo úmido. Blackmore *et al.* (2020) constataram um aumento de 36MPa para 467MPa no M_R de uma areia argilosa, conforme seu grau de saturação reduziu de 95% para 45%. Embora se observe um acréscimo significativo da rigidez do solo compactado no ramo seco, Bernucci (1995) salienta que a adoção de tal referência para a preparação do material em campo pode ser arriscada, uma vez que é difícil assegurar que essa umidade não sofrerá um aumento durante a operação do pavimento.

Esse impacto relevante da umidade nas propriedades resilientes do solo decorre, essencialmente, da intrínseca relação existente entre esse parâmetro e o estado de tensões efetivo do material. Para graus de saturação elevados e, especialmente, na condição de total saturação, a aplicação de cargas cíclicas induz o surgimento de pressões neutras, que diminuem as tensões efetivas, provocando uma redução na resistência e o aumento da deformabilidade do material (RAAD; MINASSIAN; GARTIN, 1992). O desenvolvimento e acúmulo de pressões neutras depende, evidentemente, das condições de drenagem (CARY; ZAPATA, 2011), sendo mais relevante para materiais de baixa permeabilidade e sob carregamentos de alta frequência. Não obstante, observa-se ainda, que o aumento da umidade do solo conduz a uma influência menos significativa da tensão desvio no M_R , resultando em valores aproximadamente constantes conforme o material se aproxima de sua condição saturada (SVENSON, 1980; HAN; VANAPALLI, 2015; BANERJEE *et al.*, 2020).

Em contrapartida, nos solos não-saturados, onde o acúmulo de pressões neutras em função do carregamento é praticamente irrisório, ocorre uma predominância da influência da sucção, que contribui para o aumento da força de atração entre as partículas do solo, e, portanto, conduz ao acréscimo na sua rigidez (NG *et al.*, 2013). De acordo Banerjee *et al.* (2020), o aumento do M_R com a sucção é não linear, de forma que, para níveis baixos de sucção, próximos ao valor de entrada de ar² (ψ_b) e da condição umidade ótima, não se observa significativa variação do M_R , enquanto que, para estados mais secos, há um crescimento agudo do módulo, até alcançar um estado residual, a partir do qual se observa uma redução da taxa de crescimento. Os mesmos autores ainda observam que o efeito positivo da sucção é reduzido com o aumento da tensão desvio e associam esse fenômeno à ocorrência de rupturas nos meniscos capilares e a conseqüente redução na coesão aparente no solo.

2.1.2.5. Granulometria

Além de fornecer parâmetros básicos para a classificação dos solos, a distribuição granulométrica, em conjunto com os limites de consistência, é tradicionalmente associada ao desempenho mecânico do material. No entanto, a relação entre a granulometria e o M_R é ainda um aspecto pouco abordado na literatura, e, portanto, apresenta conclusões incertas. Em geral,

² O valor de entrada de ar de um solo corresponde a sucção matricial a partir do qual o ar começa a entrar nos seus maiores vazios (FREDLUND; XING, 1994).

os estudos observados destacam a influência de três características associadas à granulometria: o **teor de finos**, a **dimensão máxima dos grãos** e a forma da **distribuição** granulométrica.

Dentre os parâmetros supracitados, o teor de finos é o mais discutido nos trabalhos sobre o tema, muito embora as conclusões a respeito de sua influência no M_R sejam, também, as mais variadas. Alguns trabalhos com agregados britados indicam que o aumento do teor de finos, em geral, conduz a uma redução do M_R (THOM; BROWN, 1987; BARKSDALE; ITANI, 1989; KAMAL *et al.*, 1993). Os resultados mais expressivos são relatados por Barksdale e Itani (1989), que observaram reduções em torno de 60% para um acréscimo de 0 a 10% no teor de finos. Em contrapartida, outros estudos relatam uma tendência oposta, com o aumento do teor de finos contribuindo para a rigidez do material (HICKS; MONISMITH, 1971; TAKEDA, 2006). Não obstante, cabe salientar que diversos autores também indicam que as relações entre o M_R e o teor de finos são bastante indefinidas ou pouco expressivas em comparação a outros fatores (RADA; WITCZAK, 1981; HEYDINGER *et al.*, 1996; CETIN *et al.*, 2014).

A despeito dessas observações, há, aparentemente, um certo consenso de que o teor de finos influi de maneira indireta nas propriedades resilientes de solos e agregados, haja vista a sua evidente relação com a susceptibilidade desses materiais às variações de umidade. Raad, Minassian e Gartin (1992) destacam que o aumento do teor de finos acarreta a redução da permeabilidade do material e, conseqüentemente, contribui para o desenvolvimento de pressões neutras em condições saturadas, ocasionando reduções expressivas do M_R . Por outro lado, os materiais mais finos também apresentam uma maior capacidade de retenção de água, o que implica em maiores valores de sucção e, portanto, uma tendência mais acentuada de aumento ou redução do M_R em decorrência de eventuais variações de umidade (SWEERE, 1990; CAICEDO *et al.*, 2009).

A influência da dimensão máxima dos grãos e da forma da distribuição granulométrica tem sido tratada em um número mais resumido de estudos, e com maior enfoque em agregados comumente utilizados em camadas de base e sub-base. De acordo com Lekarp, Isacsson e Dawson (2000), para materiais com distribuição granulométrica e teor de finos similares, observa-se que o M_R tende a ser mais elevado conforme se aumenta o tamanho máximo das partículas. Tal característica é justificada em face da forma de transmissão de carga típica desses materiais, a qual se dá por meio do contato grão a grão. Assim, com o aumento do tamanho das partículas, há um menor número de pontos de contato e, portanto, menores deformações, tornando o material mais rígido.

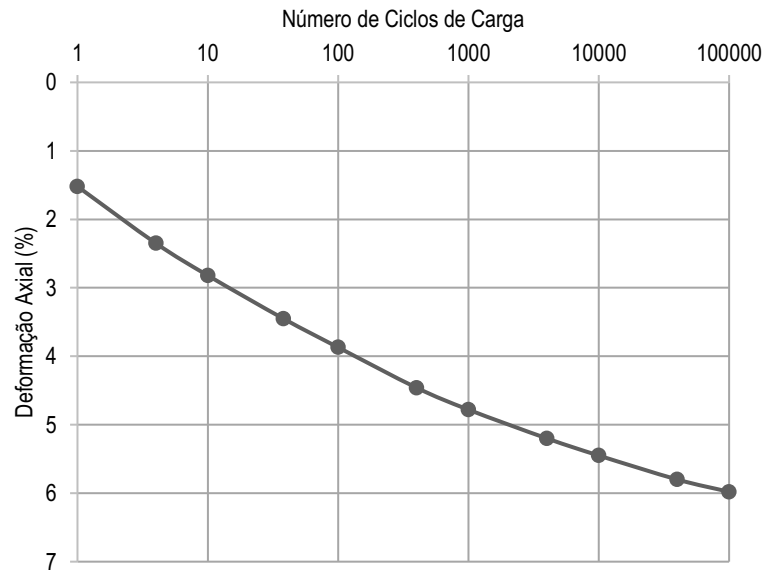
No que diz respeito a forma da distribuição, destaca-se o trabalho de Raad, Minassian e Gartin (1992), que avaliaram quatro tipos de agregados com composições granulométricas distintas. Esses autores observaram que os agregados de granulometria contínua apresentaram módulos mais elevados em comparação aos de granulometria aberta. No entanto, os mesmos autores ainda constataram que, em condições saturadas, os agregados de granulometria aberta são, por outro lado, menos susceptíveis ao desenvolvimento de pressões neutras, em face de sua elevada permeabilidade, o que contribui para um melhor desempenho desses materiais frente ao efeito degradante das intempéries climáticas.

2.1.2.6. História de Tensões e Número de Ciclos de Carga

As deformações nos solos evoluem de forma não linear com o tempo, em função da magnitude das tensões e do número de aplicações de carga, quando os mesmos são submetidos continuamente a carregamentos dinâmicos. Em um estudo pioneiro, Seed e Chan (1958) avaliaram o comportamento de uma argila siltosa submetida a 100.000 ciclos de uma tensão desvio de 68,3kPa (9,9psi), sob uma tensão confinante constante de 97,9kPa (14,2psi). Os resultados obtidos nesses ensaios (Figura 5) demonstraram uma tendência progressiva de aumento das deformações com o número de ciclos, no entanto, com uma taxa de crescimento gradativamente menor, indicando uma tendência de estabilização.

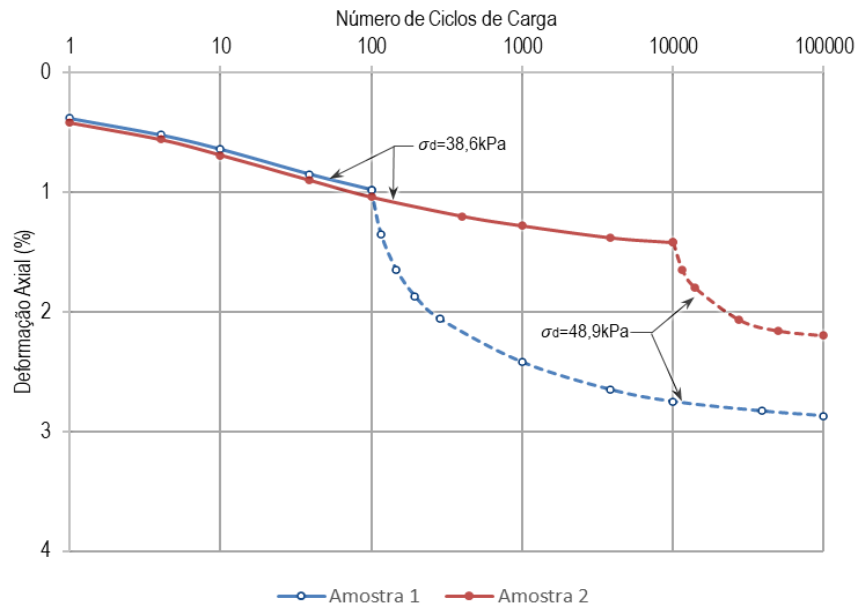
No mesmo estudo, os autores observaram a relação entre as deformações acumuladas e o número de ciclos de carga, no entanto, considerando a variação da tensão desvio ao longo do processo. Dessa forma, duas amostras idênticas da mesma argila siltosa foram submetidas inicialmente a uma tensão confinante de 97,9kPa (14,2psi) e uma tensão desvio de 38,6kPa (5,6psi). Em uma das amostras, após a aplicação de 100 ciclos de carga, efetuou-se um aumento na tensão desvio para 48,9kPa (7,1psi), ao passo que o mesmo aumento só ocorreu na segunda amostra após o final de 10.000 ciclos. Observou-se nesse experimento que os acréscimos nas deformações axiais da segunda amostra em função do aumento dado na tensão desvio foram expressivamente menores do que os da primeira (Figura 6). Com isso, Seed e Chan (1958) concluíram que a aplicação prévia de uma série de tensões cíclicas em uma amostra de solo pode culminar em um apreciável efeito de enrijecimento do material.

Figura 5 – Relação entre as deformações axiais e o número de aplicações de carga para uma argila siltosa



Fonte: Adaptado de Seed e Chan (1958)

Figura 6 – Efeito do aumento de tensão durante o carregamento cíclico em uma argila siltosa



Fonte: Adaptado de Seed e Chan (1958)

A ocorrência desse fenômeno, também constatado para outras variedades de solos e agregados (HICKS; MONISMITH, 1971; ALLEN, 1973; PREUSSLER, 1978), tem sido associada a um processo de densificação do material, bem como ao rearranjo estrutural das partículas, que possibilita um maior número de pontos de contato entre essas, corroborando para o aumento da rigidez (SEED; CHAN, 1958; LEKARP; ISACSSON; DAWSON, 2000). Do ponto de vista prático, esse efeito de enrijecimento progressivo é plausível, uma vez que,

desde a etapa de construção e durante todo o ciclo de operação de uma rodovia, as camadas do pavimento estarão submetidas a carregamentos gradativamente maiores em função do tempo.

Sob o aspecto do comportamento resiliente, têm-se observado que a estabilização das deformações permanentes do material é seguida por uma gradual redução nas deformações resilientes, que tende a ser mais expressiva no início do carregamento, atingindo um patamar após um determinado número de ciclos de carga (DUNLAP, 1963; NG *et al.*, 2013). Com isso, observa-se que o enrijecimento anteriormente citado em termos de deformações totais é também caracterizado pelo aumento do M_R . Esse feito, conforme destacam Ng *et al.* (2013), depende de outras variáveis, como o nível de tensão aplicado e as condições de umidade do material. De acordo com suas observações, em um material saturado, o número de ciclos necessários até a estabilização do M_R tende a aumentar com a elevação das tensões aplicadas. Por outro lado, em materiais não-saturados, o aumento da sucção implica em um comportamento menos contrativo perante a ação das cargas, de forma que a variação do M_R em função do número de ciclos foi praticamente irrisória nesse estudo.

2.1.3. Modelagem Matemática do Módulo de Resiliência

Conforme discutido ao longo do tópico anterior, o valor do módulo de resiliência é, por essência, uma característica variável. Embora alguns dos aspectos apresentados sejam, em certo ponto, negligenciáveis, dada a sua menor influência no M_R ; outros fatores, como o estado de tensões, o tipo de material e as condições de umidade apresentam uma maior importância na definição de valores adequados desse parâmetro. A compreensão dessas características conduziu ao desenvolvimento de modelos de comportamento, ou constitutivos, capazes de associar os dados obtidos em ensaios triaxiais a formulações matemáticas estatisticamente representativas.

Naturalmente, os primeiros modelos buscavam representar o aspecto não-linear da relação tensão-deformação dos solos e agregados, estabelecendo relações entre o M_R e as variáveis do estado de tensão, fato este que possibilitou a aplicação dessas informações aos diversos métodos computacionais de análise mecânica de pavimentos que passaram a surgir a partir do final dos anos sessenta. Não obstante, especialmente nos últimos vinte anos, diversas outras formulações foram desenvolvidas com o intuito de incorporar a influência das variações de umidade e sucção nas propriedades resilientes desses materiais. Dessa forma, ao longo deste tópico, serão apresentados alguns dos principais modelos que estabelecem o M_R como função

dos parâmetros representativos do estado de tensão, bem como os que determinam sua variação com as condições de umidade.

2.1.3.1. Modelos que Relacionam o M_R com o Estado de Tensões

A abordagem adotada para o desenvolvimento dos primeiros modelos baseava-se na concepção de dois padrões básicos de comportamento resiliente, que distinguiam, portanto, os materiais entre **granulares** e **finos** (ou **coesivos**). Os materiais de comportamento granular (agregados, pedregulhos e solos “grossos”) apresentam valores de M_R significativamente influenciados pela magnitude da tensão confinante. Em vista desse aspecto, Dunlap (1963), a partir de um estudo pioneiro com materiais empregados em bases e sub-bases de rodovias do estado norte-americano do Texas, propôs a equação (2), que apresenta o M_R em função das tensões principais menores, σ_2 , e σ_3 .

$$M_R = k_1 + k_2(\sigma_2 + \sigma_3) \quad (2)$$

Em que:

σ_2, σ_3 : tensões principais menores (confinantes);

k_1, k_2 : parâmetros de regressão do modelo.

Para o caso típico do ensaio, onde as tensões σ_2 e σ_3 são iguais, a equação (2) pode ser simplificada, resultando na seguinte equação:

$$M_R = k_1 + 2k_2\sigma_3 \quad (3)$$

Apesar da inerente simplicidade matemática do modelo linear apresentado por Dunlap (1963) e da boa correlação dessas expressões com os resultados obtidos em seu trabalho, os modelos que mais se popularizaram para a análise de agregados e solos arenosos foram os propostos por Seed *et al.* (1967), que expressam a variação do M_R por meio das equações potenciais (4) e (5), funções, respectivamente, da tensão confinante e do primeiro invariante de tensões.

$$M_R = k_1\sigma_3^{k_2} \quad (4)$$

$$M_R = k_1\theta_b^{k_2} \quad (5)$$

Em que:

σ_3 : tensão confinante;

θ_b : primeiro invariante de tensões;

k_1, k_2 : parâmetros de regressão dos modelos.

Posteriormente ao estudo de Seed *et al.* (1967), as equações (4) e (5) foram adotadas por diversos outros trabalhos de relevância com agregados e solos arenosos (HICKS; MONISMITH, 1971; PREUSSLER, 1978; KAMAL *et al.*, 1993). As Tabelas 3 e 4 apresentam um resumo dos valores obtidos para os parâmetros de regressão de ambos os modelos propostos por Seed *et al.* (1967) em alguns desses estudos. Em face da variedade de unidades de medida empregadas nesses trabalhos, adotou-se como unidade padrão de comparação o megapascal (MPa), tanto para as tensões, como para o M_R , conforme destacado nas notas das tabelas.

Com base nos dados das Tabelas 3 e 4, pode-se notar uma similaridade entre os valores obtidos nos diversos estudos, além de uma faixa de variação relativamente pequena para ambos os parâmetros dos modelos. De modo geral, o parâmetro k_2 , que expressa o grau de influência das tensões no M_R , apresenta valores entre 0,20 e 1,00, com um caso especial de valor mínimo (0,05) observado por Sweere (1990), no entanto, apenas em uma das amostras de seu estudo. Com relação aos valores de k_1 , destacam-se os resultados de Preussler (1978) com um solo arenoso da região Sul do Brasil, onde se evidenciam as diferenças de comportamento entre materiais de regiões tropicais e temperadas, especialmente em comparação com os valores observados por Seed *et al.* (1967) e Sweere (1990) com solos arenosos típicos do hemisfério norte.

Tabela 3 - Valores típicos dos parâmetros k_1 e k_2 do modelo proposto na equação (4) de Seed *et al.* (1967)

Referência	Material	k_1 (MPa) ⁽¹⁾	k_2
	Pedregulho bem graduado	745	0,55
Seed et al. (1967)	Areia uniforme	492	0,35
	Materiais de bases e sub-bases da Califórnia	271-1142	0,33-0,48
Allen (1973)	Brita calcária e pedregulhos bem graduados	328-1326	0,19-0,58
Preussler (1978)	Solo arenoso fino residual de arenito (A-2-4/SM)	1067-3872	0,38-1,02

⁽¹⁾ Valores convertidos a partir dos originais, considerando M_R e σ_3 dados em MPa.

Fonte: Autor

Tabela 4 - Valores típicos dos parâmetros k_1 e k_2 do modelo proposto na equação (5) de Seed *et al.* (1967)

Referência	Material	k_1 (MPa) ⁽¹⁾	k_2
Seed et al. (1967)	Pedregulho bem graduado	273	0,61
Allen (1973)	Brita calcária e pedregulhos bem graduados	249-508	0,31-0,70
Smith e Nair (1973)	Pedregulho bem graduado	382	0,59
Preussler (1978)	Solo arenoso fino residual de arenito (A-2-4/SM)	581-815	0,37-1,03
Heydinger et al. (1996)	brita calcária, pedregulhos e escória de alto forno	258-705	0,61-0,90
Sweere (1990)	agregados convencionais e reciclados	186-844	0,05-0,65
	Areias	352-426	0,52-0,57

⁽¹⁾ Valores convertidos a partir dos originais, considerando M_R e θ_b dados em MPa.

Fonte: Autor

As equações (4) e (5), conforme destaca Puppala (2008), também são comumente apresentadas em sua forma adimensional, onde o módulo e as tensões são normalizados pela pressão atmosférica (p_a), assumindo a forma das equações (6) e (7), para as quais ambos os parâmetros de regressão constituem valores adimensionais.

$$M_R = k_1 p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^{k_2} \quad (6)$$

$$M_R = k_1 p_a \left(\frac{\theta_b}{p_a} \right)^{k_2} \quad (7)$$

Em que:

p_a : pressão atmosférica (1atm=101,325kPa).

Em contrapartida, nos materiais coesivos, como os solos de granulometria fina (argilas e siltes), as variações no M_R são governadas pelo valor da tensão desvio, ao passo que a tensão confinante exerce um efeito, em geral, pouco expressivo. Thompson e Robnett (1976), em um estudo com 50 solos finos de subleitos do estado de Illinois, observaram que a relação entre o M_R e a tensão desvio é caracterizada por uma fase inicial, onde ocorre uma acentuada redução do módulo em função do aumento da tensão, até que se atinge um determinado ponto, a partir do qual as variações do M_R se tornam mais sutis para novos aumentos de σ_d .

Esse comportamento é destacado na Figura 7 e pelo par de equações (8) e (9), que expressam o M_R em função da tensão desvio por meio de duas retas (relação bilinear) com coeficientes angulares distintos, k_3 e k_4 , as quais se interceptam em um determinado ponto definido pelo par ordenado (k_1, k_2) . Para a maior parte dos solos avaliados por Thompson e Robnett (1976) a interseção das retas ocorreu para valores de tensão desvio, em média, iguais a 41,4kPa (6psi), onde se observaram módulos na faixa de 9,5 a 120,5MPa. Svenson (1980), por outro lado, observou para os solos do seu estudo a ocorrência do mesmo ponto de interseção para tensões entre 64kPa e 140kPa e módulos entre 120 e 2210MPa.

$$M_R = k_2 + k_3(k_1 - \sigma_d) \quad \text{para } \sigma_d < k_1 \quad (8)$$

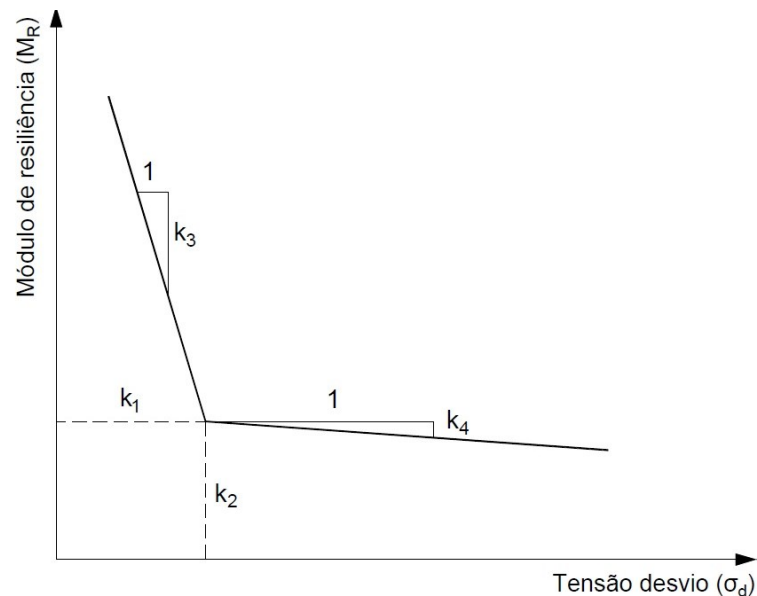
$$M_R = k_2 + k_4(\sigma_d - k_1) \quad \text{para } \sigma_d > k_1 \quad (9)$$

Em que:

σ_d : tensão desvio;

k_1, k_2, k_3, k_4 : parâmetros de regressão do modelo.

Figura 7 – Relação bilinear entre a tensão desvio e o módulo de resiliência de solos finos



Fonte: Adaptado de Thompson e Robnett (1976)

Não obstante, no mesmo trabalho, Svenson (1980), convicta a respeito das dificuldades inerentes à determinação e uso do modelo bilinear, propôs a adoção de um modelo potencial para representar a relação entre M_R e σ_d , expresso em sua forma original pela equação (10), ou

em uma versão normalizada definida por (11). Essas equações são análogas às estabelecidas por Seed *et al.* (1967) para agregados e solos arenosos, apresentando como diferencial o parâmetro k_2 , que assume, via de regra, valores negativos, evidenciando a relação inversamente proporcional entre a tensão desvio e o módulo de resiliência.

$$M_R = k_1 \sigma_d^{k_2} \quad (10)$$

$$M_R = k_1 p_a \left(\frac{\sigma_d}{p_a} \right)^{k_2} \quad (11)$$

Esse modelo demonstrou-se representativo em termos estatísticos tanto para os solos avaliados pela autora como em pesquisas posteriores, a exemplo do estudo de larga escala realizado Moossazadeh e Witzak (1981) com 137 solos de diferentes localidades dos EUA. De forma similar ao que se observou para agregados e solos arenosos, os valores do parâmetro k_2 nas equações (10) e (11) também são compreendidos em uma faixa relativamente pequena de valores, variando, em geral, entre 0 e -1,0.

Embora menos difundidas em comparação aos modelos bilinear e potencial, outras formulações propostas para materiais coesivos são o modelo semilogarítmico (12), estabelecido por Fredlund, Bergan e Wong (1977) em um estudo com um solo sedimentar da província canadense de Saskatchewan, e o modelo hiperbólico (13) de Drumm, Boateng-Poku e Pierce (1990), resultante de análises com 11 solos do estado americano do Tennessee.

$$M_R = 10^{(k_1 - k_2 \sigma_d)} \quad (12)$$

$$M_R = \frac{k_1 + k_2 \sigma_d}{\sigma_d} \quad (13)$$

Uma série de estudos que se sucederam a partir de meados dos anos 1980 começaram a apresentar críticas com relação ao emprego dos modelos coesivo e granular. Uzan (1985), conforme já comentando em 2.1.2.1, argumentou em seu trabalho a respeito da coerência dos modelos apresentados por Seed *et al.* (1967) na representação do comportamento de agregados e solos arenosos. De acordo com as observações do autor, essas equações, especialmente a (5), presumem um crescimento gradual do M_R em função do aumento das deformações verticais. Tal comportamento, no entanto, diverge de resultados experimentais, de onde se demonstra que, para baixos níveis de deformação, há uma tendência de redução do módulo, que se inverte ao passo que as deformações atingem um determinado ponto crítico, fato este que o autor

associou ao efeito da dilatância. Em virtude desse desses aspectos, Uzan (1985) concluiu que o efeito da magnitude das deformações também deveria ser incluído na avaliação do M_R de agregados, o que o levou a propor a seguinte equação generalizada:

$$M_R = k_1 \theta_b^{k_2} \sigma_d^{k_3} \quad (14)$$

A expressão (14) foi, posteriormente, revisada por Witczak e Uzan (1988³ *apud* PUPPALA, 2008), que adotaram para o seu novo modelo a tensão cisalhante octaédrica (τ_{oct})⁴ em substituição à tensão desvio empregada no anterior, resultando na equação (15). De acordo com Macêdo (1996), a utilização dos invariantes de tensões, θ_b e τ_{oct} , conforme adotado nesse modelo, possui o aspecto positivo de contornar a simplificação técnica dos ensaios triaxiais, que consideram um estado axissimétrico de tensões ($\sigma_2 = \sigma_3$), possibilitando uma melhor adaptação às condições observadas em campo, onde tal simetria não é obtida.

$$M_R = k_1 \theta_b^{k_2} \tau_{oct}^{k_3} \quad (15)$$

A partir de resultados de ensaios triaxiais dinâmicos com um solo arenoso fino do estado do Paraná, Aranovich (1985) constatou que o M_R desse material era afetado de forma expressiva tanto pela magnitude das tensões confinantes como das tensões desvio, de modo que seu comportamento não poderia ser simplesmente descrito pelos modelos clássicos. Observou-se que o material apresentava um comportamento que combinava a tendência de aumento do M_R com o aumento da tensão confinante, característica dos agregados e solos arenosos, com o efeito de perda de rigidez em função do aumento da tensão desvio, que é tipicamente associado aos solos finos coesivos. Dessa forma, o autor propôs o modelo dado pelas equações (16) e (17), que é, evidentemente, uma extensão do modelo bilinear de Thompson e Robnett (1976), com a adição do efeito da tensão confinante.

$$M_R = [k_2 + k_3(k_1 - \sigma_d)] \sigma_3^{k_5} \quad \text{para } \sigma_d < k_1 \quad (16)$$

$$M_R = [k_2 + k_4(\sigma_d - k_1)] \sigma_3^{k_5} \quad \text{para } \sigma_d > k_1 \quad (17)$$

³ WITCZAK, M. W.; UZAN, J.. **The Universal Airport Pavement Design System, Report I of IV: granular material characterization.** College Park: University of Maryland, 1988.

⁴ $\tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2}$ ou, para o caso típico em que $\sigma_2 = \sigma_3$, tem-se: $\tau_{oct} = \frac{\sqrt{2}}{3} \sigma_d$.

Pezo *et al.* (1992), por outro lado, argumentam sobre as inconsistências estatísticas do modelo clássico potencial para solos coesivos (10). Segundo os autores, uma vez que o valor do M_R é calculado, ao invés de medido diretamente no ensaio, a equação do modelo resulta, na verdade, em uma expressão do tipo:

$$\frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} = k_1 \sigma_d^{k_2} \quad (18)$$

Sob o aspecto estatístico, a equação (18) é enviesada, uma vez que os erros associados à variável regressora do modelo, σ_d , estão diretamente associados aos valores previstos do M_R . De acordo com Macêdo (1996), outro inconveniente estatístico da equação (10) é que, para valores pequenos do parâmetro de regressão k_2 , a correlação estatística do modelo, avaliada pelo seu coeficiente de determinação (R^2), será sempre baixa, sem que necessariamente o parâmetro k_2 expresse o comportamento linear do material. Para além dos aspectos estatísticos, Pezo *et al.* (1992) destacam em seu estudo que o comportamento tensão-deformação é governado pela magnitude das deformações as quais o material está submetido, o que corrobora com as observações prévias de Uzan (1985). Em vista desse aspecto e do fato que os parâmetros medidos no ensaio são as deformações em diferentes níveis de tensões confinante e desvio, os autores sugerem que uma equação mais adequada para representação dos resultados do ensaio seria da forma:

$$\varepsilon_r = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3} \quad (19)$$

Pela definição do módulo de resiliência, dada por (1), a expressão anterior pode ser modificada, de maneira a resultar no modelo final de Pezo *et al.* (1992):

$$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3} \quad (20)$$

No Brasil, a equação (20), que passou a ser mais conhecida pela alcunha de “modelo composto”, ganhou grande popularidade, especialmente, em virtude de seu caráter genérico sob o aspecto da granulometria dos solos, bem como devido a sua maior conformidade com os resultados experimentais (TAKEDA, 2006; MEDINA; MOTTA, 2015). A introdução desse modelo no país é creditada a Macêdo (1996), que, em um estudo com cerca de 75 amostras de materiais de subleito, sub-base e base de um trecho da rodovia BR-418/MG, observou uma correlação expressiva dessa equação com os resultados experimentais dos ensaios triaxiais, relatando coeficientes de determinação (R^2) superiores a 0,95 para todos os casos.

A despeito do evidente sucesso dessa nova geração de modelos, Hopkins *et al.* (2001) observaram que expressões da forma da equação (14), proposta por Uzan (1985), como a (15) e a (20), apresentam uma indefinição matemática para o caso em que as solicitações no material configuram um estado hidrostático de tensões, no qual $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ e $\sigma_d = 0$. Uma vez que o parâmetro k_3 desses modelos assume, em geral, valores negativos, tal condição conduziria a um M_R tendendo ao infinito, o que, naturalmente, não condiz com as observações experimentais. Não obstante, para $k_3 > 0$, a mesma condição resultaria em $M_R = 0$, caracterizando, portanto, outra discrepância com relação ao comportamento real do material.

Ooi, Archilla e Sandefur (2004) destacam que uma segunda limitação desses modelos está no fato de que eles também resultam em $M_R = 0$ quando as tensões confinantes são nulas. Os autores argumentam que, para alguns materiais, especialmente os solos coesivos, é esperada a ocorrência de um valor finito do módulo mesmo em uma condição não confinada. Em face dessas observações, Hopkins *et al.* (2001) apresentaram a equação (21), que foi validada em seu estudo a partir de resultados de 150 ensaios com solos finos do estado Kentucky, nos EUA, demonstrando um melhor desempenho estatístico em comparação a modelos anteriores. As equações (22) e (23), que correspondem a variações da equação de Hopkins *et al.* (2001), foram, posteriormente, sugeridas por Ooi, Archilla e Sandefur (2004)

$$M_R = k_1 p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} + 1 \right)^{k_2} \left(\frac{\sigma_d}{p_a} + 1 \right)^{k_3} \quad (21)$$

$$M_R = k_1 p_a \left(\frac{\theta_b}{p_a} + 1 \right)^{k_2} \left(\frac{\sigma_d}{p_a} + 1 \right)^{k_3} \quad (22)$$

$$M_R = k_1 p_a \left(\frac{\theta_b}{p_a} + 1 \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{k_3} \quad (23)$$

O protocolo de ensaios para determinação do módulo de resiliência de materiais de bases, sub-bases e subleitos rodoviários desenvolvido pelo projeto NCHRP 1-28A (WITCZAK, 2003) sugere o emprego da equação (24), que constitui uma versão generalizada dos modelos potenciais apresentados até aqui, representando o M_R como função dos invariantes de tensões, θ_b e τ_{oct} , com a adoção de cinco parâmetros de regressão: k_1 , k_2 , k_3 , k_4 e k_5 . Nesse modelo, o parâmetro k_4 representa a influência da sucção do material sob condições não saturadas, e k_5 é um parâmetro adotado apenas para eliminar a indefinição matemática resultante de $\tau_{oct} = 0$ (ANDREI *et al.*, 2004). Diferente dos modelos anteriores, a equação (24) considera restrições

aos valores de seus parâmetros, de forma a garantir que esses estejam em concordância com os padrões de comportamento resiliente típicos dos materiais comuns, bem como que os ajustes obtidos não resultem em valores de M_R inconsistentes com a realidade.

$$M_R = k_1 p_a \left(\frac{\theta_b - 3k_4}{p_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + k_5 \right)^{k_3} \quad (24)$$

Com:

$$k_1, k_2 \geq 0; k_3, k_4 \leq 0 \text{ e } k_5 \geq 1.$$

Na concepção da versão original do *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide* (MEPDG) por meio do projeto NCHRP 1-37A (ARA, Inc., 2004), adotou-se uma simplificação da equação (24), dada pela equação (25), na qual se assumiu $k_4 = 0$ e $k_5 = 1$. Em detrimento à formulação mais robusta do modelo proposto pelo NCHRP 1-28A, a expressão (25), conforme destacado por Andrei *et al.* (2004), apresenta um maior equilíbrio entre precisão estatística, facilidade de implementação e estabilidade computacional, o que corroborou para sua escolha e difusão como equação de referência para análise do comportamento resiliente de solos e agregados.

$$M_R = k_1 p_a \left(\frac{\theta_b}{p_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{k_3} \quad (25)$$

Seguindo uma linha diferente de abordagem, alguns autores propuseram modelos que consideram as duas variáveis características do estado de tensões na forma de uma razão de tensões. A exemplo desses modelos, tem-se a equação (26), proposta por Wolfe e Butalia (2004) para solos finos do estado americano de Ohio, e o par de equações (27) e (28) sugerido por Rahim e George (2005) para caracterização do comportamento resiliente de solos coesivos e granulares, respectivamente. Apesar da maior simplicidade dessas expressões, é notório que elas recaem nos mesmos problemas dos modelos resiliente clássicos, uma vez que restringem sua validade a grupos específicos de materiais, perdendo o aspecto generalista apresentado em outras formulações.

$$M_R = k_1 \left(\frac{p_a \sigma_{oct}}{\tau_{oct}^2} \right)^{k_2} \quad (26)$$

$$M_R = k_1 p_a \left(1 + \frac{\sigma_d}{1 + \sigma_3} \right)^{k_2} \quad (27)$$

$$M_R = k_1 p_a \left(1 + \frac{\theta_b}{1 + \sigma_d} \right)^{k_2} \quad (28)$$

Em que:

σ_{oct} : tensão normal octaédrica⁵;

2.1.3.2. Modelos que Relacionam o M_R com a Umidade e Sucção

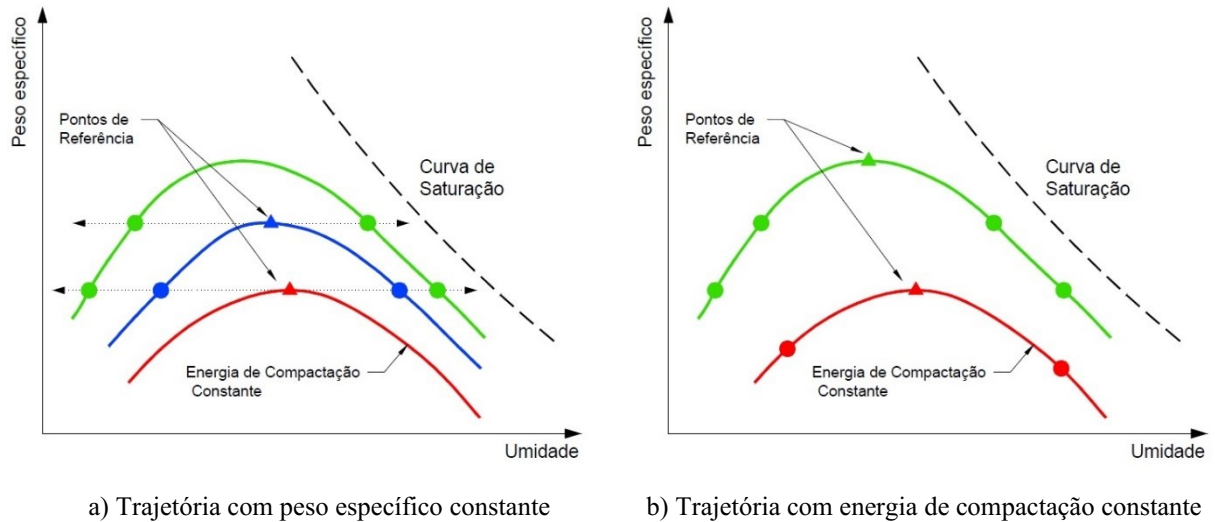
As expressões apresentadas em 2.1.3.1, que abordam a influência do estado de tensões no M_R , são, de modo geral, formuladas e validadas para uma condição específica de umidade do material. Usualmente, adota-se a umidade ótima como referência, em face dessa ser também a condição padrão para a compactação do subleito e das camadas do pavimento. No entanto, é evidente que esse estado inicial de umidade, inevitavelmente, sofrerá variações expressivas ao longo do tempo, gerando um impacto direto no valor do M_R desses materiais. Esses aspectos suscitaram o desenvolvimento de novas equações capazes de englobar o efeito das variações de umidade e sucção no comportamento resiliente dos solos e agregados empregados na pavimentação. De acordo com Han e Vanapalli (2016), os diversos modelos apresentados na literatura podem ser classificados, conforme sua abordagem, em três grupos, sendo eles: a) modelos empíricos; b) modelos constitutivos que incorporam a sucção nas tensões cisalhantes e confinantes; c) modelos constitutivos que consideram a sucção como uma variável independente do estado de tensões.

Segundo a definição dada pelos autores supracitados, o grupo dos modelos empíricos é constituído por relações matemáticas, via de regra, simples entre o M_R e a umidade ou a sucção. Essas formulações não possuem uma fundamentação teórica, sendo, portanto, estabelecidas a partir de análises estatísticas com diversos resultados experimentais obtidos para materiais com características similares. Um dos exemplos clássicos desse tipo de abordagem é apresentado por Li e Selig (1994), os quais propuseram que as variações no M_R em decorrência das alterações no estado físico do solo poderiam ser expressas em função da umidade segundo duas trajetórias de comportamento, onde o primeiro caso corresponde às variações sob peso

⁵ $\sigma_{oct} = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = \frac{1}{3}\theta_b$

específico constante (Figura 8a); e o segundo, às variações sob uma energia de compactação constante (Figura 8b).

Figura 8 - Trajetórias de variação de umidade no solo



a) Trajetória com peso específico constante

b) Trajetória com energia de compactação constante

Fonte: Adaptado de Li e Selig (1994)

Desse modo, com base em resultados de ensaios de M_R para solos finos obtidos de pesquisas anteriores, Li e Selig (1994) apresentaram as equações (29) e (30), que expressam a relação entre o M_R para a umidade analisada e o seu correspondente valor para a condição de umidade ótima (M_{Ropt}), respectivamente, para os casos (a) e (b) apresentados na Figura 8.

$$\frac{M_R}{M_{Ropt}} = 0,98 - 0,28(w - w_{otm}) + 0,029(w - w_{otm})^2 \quad (29)$$

$$\frac{M_R}{M_{Ropt}} = 0,96 - 0,18(w - w_{otm}) + 0,0067(w - w_{otm})^2 \quad (30)$$

Em que:

M_{Ropt} : módulo de resiliência para a condição de umidade ótima (w_{otm});

$w - w_{otm}$: variação da umidade em relação à umidade ótima (em porcentagem).

No MEPDG (ARA, Inc., 2004), foi adotada a relação empírica (31) para incorporar os efeitos das variações de umidade nos valores de M_R obtidos na condição de umidade ótima. Essa equação expressa uma curva sigmoide, que apresenta um trecho aproximadamente linear para graus de saturação (S) entre $\pm 30\%$ do valor correspondente à umidade ótima (S_{otm}). Para além desses limites, a curva sofre um “achamento”, indicando uma menor variação do M_R em

função de maiores alterações na umidade do material, o que, de maneira geral, condiz com as observações experimentais discutidas em 2.1.2.4.

$$\log\left(\frac{M_R}{M_{Rotm}}\right) = a + \frac{b - a}{1 + \exp\left[\ln\left(-\frac{b}{a}\right) + k_m(S - S_{otm})\right]} \quad (31)$$

Em que:

$S - S_{otm}$: variação do grau de saturação em relação ao valor corresponde na condição umidade ótima (em decimal);

a : valor mínimo de $\log(M_R/M_{Rotm})$;

b : valor máximo de $\log(M_R/M_{Rotm})$;

k_m : parâmetro de regressão do modelo.

Os parâmetros do modelo (a , b e k_m) são propostos no MEPDG em função do tipo de material, segundo uma classificação geral entre solos finos e grossos, conforme apresentado na Tabela 5. Os valores do parâmetro b são definidos de forma conservadora, estimulando-se valores de M_R/M_{Rotm} máximos de 2,5 e 2,0 para solos finos e grossos, respectivamente. Os demais parâmetros foram determinados a partir de análises de regressão com uma série de dados provenientes da literatura.

Tabela 5 - Valores dos parâmetros a , b e k_m do modelo (31) para solos finos e grossos

Parâmetro	Solos grossos	Solos finos
a	-0,3123	-0,5934
b	0,3	0,4
k_m	6,8157	6,1324

Fonte: ARA, Inc. (2004)

Alguns autores, especialmente em trabalhos posteriores, apresentaram equações empíricas que estabelecem a influência da variação de umidade no M_R por meio da sucção matricial, com base no argumento de que a mesma constitui um parâmetro fundamental na caracterização da resposta mecânica do material em face das variações sazonais de umidade (BA *et al.*, 2013; HAN; VANAPALLI, 2016). Um exemplo dessas equações é a expressão (32), formulada por Ceratti, Gehling e Núñez (2004) a partir de resultados obtidos em uma seção de pavimento experimental para um subleito composto de um solo laterítico residual de xisto (A-

7-6). Os valores de M_R foram obtidos por retroanálise das medidas de deflexão no subleito e as sucções foram medidas com o auxílio de tensiômetros previamente instalados, de onde se registraram variações entre 0 e 14kPa.

$$M_R = 142 + 16,9\psi_m \quad (32)$$

Com:

M_R em MPa e ψ_m em kPa.

Sawanguriya, Edil e Benson (2009) apresentaram as equações (33) e (34) para quatro solos finos (dois A-4 e dois A-7-6) de subleitos do estado norte-americano do Minnesota, compreendendo valores de M_R obtidos para uma faixa de sucções entre 0 e 10000kPa. Ba *et al.* (2013) estabeleceram uma expressão similar (35) para quatro agregados de bases do Senegal.

$$\frac{M_R}{M_{Rotm}} = -0,24 + 0,25 \log \psi_m \quad (33)$$

$$\frac{M_R}{M_{Rsat}} = -5,61 + 4,54 \log \psi_m \quad (34)$$

$$\frac{M_R}{M_{Rotm}} = 0,385 + 0,267 \log \psi_m \quad (35)$$

Em que:

M_{Rsat} : módulo de resiliência para a condição saturada ($S = 100\%$).

Conforme destacam Han e Vanapalli (2016), os modelos empíricos têm como aspecto positivo a sua simplicidade, que facilita seu uso em situações práticas, além de serem vantajosos do ponto de vista econômico, dado que não exigem a execução de novos ensaios triaxiais para calibração de seus parâmetros. No entanto, eles também observam que a aplicação dessas equações apresenta limitações, posto que, em face da natureza de sua concepção, elas acabam por serem válidas apenas para materiais similares aos empregados nos estudos que as deram origem, bem como também se limitam às faixas de umidade e sucção observadas nesses estudos.

Essas desvantagens podem ser superadas com a adoção das equações mais robustas pertencentes às categorias (b) e (c) segundo a definição dada por Han e Vanapalli (2016). Essas expressões incorporam a umidade e a sucção do solo como parâmetros adicionais aos modelos

constitutivos do M_R apresentados anteriormente em 2.1.3.1, representado de forma mais fiel a amplitude do estado de tensões sob condições saturadas e não-saturadas. Os autores salientam que esses modelos são mais flexíveis do ponto de vista de sua aplicação, apesar de exigirem a calibração de suas constantes a partir de ensaios triaxiais sob variadas condições de umidade e, em alguns casos, empregando complexas técnicas de controle de sucção.

Nos modelos pertencentes ao grupo (b), a sucção é incorporada às variáveis do estado de tensões por meio do conceito de tensão efetiva em solos não-saturados. Yang, Huang e Tai (2005) estabeleceram uma das primeiras expressões do gênero tomando como base o modelo clássico de tensões efetivas proposto por A. W. Bishop em 1959⁶ (36).

$$\sigma' = (\sigma - u_a) - \chi(u_a - u_w) \quad (36)$$

Em que:

σ' : tensão normal efetiva;

$(\sigma - u_a)$: tensão normal líquida;

$(u_a - u_w)$: sucção matricial (ψ_m);

σ : tensão normal total;

u_w : pressão na água dos vazios do solo;

u_a : pressão no ar dos vazios do solo;

χ : parâmetro que depende do tipo do solo e do grau de saturação, variando entre 0 (solo seco) e 1 (solo saturado);

Os autores combinaram a equação (36) com o modelo resiliente para solos coesivos definido pela equação (10) de Svenson (1980). Como simplificação, assumiu-se $u_a = 0$, resultando na equação final (37), que foi validada em seu estudo para dois solos finos (A-7-5 e A-7-6) oriundos de subleitos de Taiwan, na China.

$$M_R = k_1(\sigma_d + \chi\psi_m)^{k_2} \quad (37)$$

⁶ BISHOP, A. W.. The Principle of Effective Stress. **Teknisk Ukeblad**, [S.L.], v. 106, n. 39, p. 859-863, 1959.

Seguindo a mesma premissa, Liang, Rabab'ah e Khasawneh (2008), em um estudo também com dois solos finos (A-4 e A-6), definiram a equação (38), que, nesse caso, usa como base o modelo constitutivo (25), adotado pelo MEPDG (ARA, Inc., 2004).

$$M_R = k_1 p_a \left(\frac{\theta_b + \chi \psi_m}{p_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{k_3} \quad (38)$$

Oh *et al.* (2012) também tomaram como base o modelo do MEPDG na formulação de uma equação para definir a influência das variações de umidade no comportamento de bases e subleito do estado da Flórida, nos EUA. No entanto, seu modelo, definido pela equação (39), tem como vantagem a substituição do parâmetro χ de Bishop, que não constitui um parâmetro intrínseco do solo, pela umidade volumétrica (θ), que é, naturalmente, uma característica básica e de fácil determinação.

$$M_R = k_1 p_a \left(\frac{\theta_b + 3k_4 \psi_m \theta}{p_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{k_3} \quad (39)$$

Os modelos do grupo (c), por sua vez, partem da abordagem estabelecida por Fredlund (1973), que demonstrou que o comportamento mecânico de um solo não-saturado pode ser completamente definido por meio da combinação de duas das três variáveis independentes do estado de tensões: $(\sigma - u_a)$, $(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$. Dessa forma, as equações dessa categoria empregam a sucção na forma uma variável adicional do estado de tensões em conjunto com as tensões normais e cisalhantes adotadas nos modelos constitutivos clássicos. De maneira similar às expressões do grupo (b), observa-se que a maioria das equações dessa terceira categoria tomam como base as equações (24) e (25), sugeridas, respectivamente, pelo protocolo de ensaio do NCHRP 1-28A e pelo MEPDG. Como exemplo, têm-se as equações (40) e (41) propostas por Gupta *et al.* (2007) para solos finos do Minnesota.

$$M_R = k_1 p_a \left(\frac{\theta_b - 3k_4}{p_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + k_5 \right)^{k_3} + \alpha_1 \psi_m^{\beta_1} \quad (40)$$

$$M_R = k_1 p_a \left(\frac{\theta_b}{p_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{k_3} + k_{us} p_a \theta^\kappa \psi_m \quad (41)$$

Em que:

$\theta = \theta / \theta_s$: umidade volumétrica normalizada;

θ_s : umidade volumétrica na condição saturada;

$\alpha_1, \beta_1, k_{us}, \kappa$: parâmetros de regressão dos modelos.

Empregando a técnica de translação de eixos na realização de ensaios triaxiais de carga repetida sob sucção controlada com um material granular (A-1-a) e uma areia argilosa do estado Arizona (EUA), Cary e Zapata (2011) apresentaram a equação (42). Conforme destacam os autores, essa expressão tem a vantagem de incorporar as variações na sucção e o acúmulo de pressões neutras em função de solicitações drenadas ou não drenadas e do grau de saturação do material.

$$M_R = k_1 p_a \left(\frac{\theta_{net} - \Delta u_{w-sat}}{p_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{k_3} + \left(\frac{\psi_0 - \Delta \psi}{p_a} + 1 \right)^{k_4} \quad (42)$$

Em que:

$\theta_{net} = \theta_b - 3u_a$: valor líquido do primeiro invariante de tensões;

Δu_{w-sat} : acúmulo de pressões neutras sob condições saturadas ($\Delta \psi = 0$);

ψ_0 : sucção matricial inicial;

$\Delta \psi$: variação da sucção em relação a ψ_0 em virtude do acúmulo de pressões neutras sob condições não-saturadas ($\Delta u_{w-sat} = 0$).

Ng *et al.* (2013) adotaram a mesma técnica de controle de sucção em experimentos com um solo siltoso (A-7-6) de Hong Kong, na China. Eles formularam a equação (43), que foi validada a partir dos resultados obtidos na pesquisa, bem como, para resultados de estudos anteriores com solos argilosos, tendo demonstrado, de modo geral, um bom desempenho na previsão do comportamento resiliente desses materiais sob variações de sucção.

$$M_R = M_0 \left(\frac{p_m}{p_r} \right)^{k_1} \left(\frac{\sigma_d}{p_r} + 1 \right)^{k_2} + \left(\frac{\psi_m}{p} + 1 \right)^{k_3} \quad (43)$$

Em que:

$p_m = \theta_{net}/3$: tensão média líquida;

p_r : tensão de referência (1kPa);

$M_0 = M_R$ quando $p = p_r, \sigma_d = 0$ e $\psi_m = 0$.

Seguindo os mesmos raciocínios teóricos, no entanto com uma abordagem matemática diferente, Han e Vanapalli (2015) estabeleceram a equação normalizada (44). Essa expressão foi proposta, conforme destacam os autores, com o intuito de constituir uma alternativa prática e, ao mesmo tempo, confiável de determinar o comportamento do M_R em função das variações de sucção. Eles destacam que a equação (44) emprega um número reduzido de parâmetros, cuja obtenção é, razoavelmente simples, como o M_{Rotm} e o M_{Rsat} , que podem ser determinados a partir de ensaios triaxiais dinâmicos convencionais, e a sucção matricial na condição de umidade ótima ($\psi_{m,otm}$), a qual pode ser obtida por meio de ensaios consolidados, como o método do papel filtro.

$$\frac{M_R - M_{Rsat}}{M_{Rotm} - M_{Rsat}} = \frac{\psi_m}{\psi_{m,otm}} \left(\frac{S}{S_{otm}} \right)^\xi \quad (44)$$

Em que:

$\psi_{m,otm}$: sucção matricial na condição de umidade ótima;

ξ : parâmetro de regressão do modelo.

Os autores ainda sugeriram o uso da equação (45) para a curva característica de sucção proposta por Fredlund e Xing (1994) na determinação da relação S/S_{otm} , resultando na equação final (46).

$$S = C(\psi_m) \frac{1}{\left\{ \ln \left[e + \left(\frac{\psi_m}{a_f} \right)^{n_f} \right] \right\}^{m_f}} \quad (45)$$

$$\frac{M_R - M_{Rsat}}{M_{Rotm} - M_{Rsat}} = \frac{\psi_m}{\psi_{m,otm}} \left\{ \frac{\ln \left[e + \left(\frac{\psi_{m,otm}}{a} \right)^n \right]}{\ln \left[e + \left(\frac{\psi_m}{a_f} \right)^{n_f} \right]} \right\}^{m_f \xi} \quad (46)$$

Em que:

a_f, n_f, m_f : parâmetros de regressão da curva característica, função do tipo de solo;

$C(\psi_m)$: função de correção⁷.

⁷ $C(\psi_m) = 1 - \{\ln[1 + (\psi_m/\psi_r)]/\ln[1 + (10^6/\psi_r)]\}$ em que ψ_r corresponde à sucção residual do solo.

A equação (46) foi validada no estudo de Han e Vanapalli (2015) a partir de resultados obtidos de pesquisas anteriores com um total de 11 solos finos. Para além da boa correlação do modelo proposto com os dados analisados, os autores ainda observaram que o parâmetro de regressão ξ apresentou-se numa faixa de valores entre 1 e 3, e que a adoção da mediana desse intervalo ($\xi = 2$) constitui uma aproximação razoável, tendo resultado em um ajuste adequado para a maior parte dos solos avaliados. Dessa forma, eles argumentam que o uso de um valor constante para o parâmetro ξ caracteriza outro aspecto positivo do modelo proposto, dado que isso reduz a necessidade de calibração do mesmo. Não obstante, conforme mencionado em 2.1.2.4, eles também confirmaram a hipótese de que o valor de M_{Rsat} apresenta pouca variabilidade em função do estado de tensões, podendo ser assumido como uma constante na equação (46).

Perez-Garcia *et al.* (2016) realizaram ensaios triaxiais de carga repetida com um solo arenoso e outros quatro solos finos de diferentes localidades do México submetidos a variadas condições de umidade pós-compactação. Os autores observaram que a influência do estado de tensões poderia ser avaliada por uma equação similar à expressão (27) estabelecida por Rahim e George (2005) e que o efeito das variações de umidade poderia ser considerado por meio de uma função exponencial, o que resultou da definição da equação (47).

$$M_R = e^{k_1 - k_2(w - w_{otm})} \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_3} \right)^{k_3} \quad (47)$$

Zhang *et al.* (2019) estudaram o comportamento resiliente de uma argila de alta plasticidade da província de Jiangxi, no sul da China. Esses autores realizaram ensaios triaxiais com amostras compactadas em três diferentes graus de compactação (90%, 93% e 96%) e para cinco umidades, que variaram entre 90% e 130% da umidade ótima. A partir da determinação dos valores de sucção correspondentes por meio da técnica da placa de pressão, eles definiram a equação (48), similar às expressões anteriormente propostas por Gupta *et al.* (2007), Cary e Zapata (2011) e Ng *et al.* (2013), no entanto empregando uma aproximação logarítmica para caracterizar a influência da sucção, reduzindo o número de parâmetros de regressão em relação aos modelos predecessores.

$$M_R = k_1 p_r \ln \left(\frac{\psi_m}{p_r} + e \right) \left(\frac{\theta_b}{p_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{k_3} \quad (48)$$

Com base na relação exponencial sugerida por Perez-Garcia *et al.* (2016), Freitas, Rezende e Gitirana Junior (2020) estabeleceram diversas expressões derivadas, as quais foram avaliadas a partir de resultados obtidos pelos autores com dois solos oriundos de subleitos da rodovia GO-070, no estado de Goiás. Como resultado, os autores concluíram que a melhor aproximação para o comportamento do M_R em função das variações sazonais de umidade e sucção pode ser definida pela equação (49). Os autores sugerem que a variável Δ da equação pode ser definida facilmente, realizando-se uma análise de correlação entre o M_R e as diversas variáveis do estado de tensões (σ_3 , σ_d , θ_b , τ_{oct}), empregando parâmetros de análise como os coeficientes de correlação de Pearson e Spearman.

$$M_R = e^{k_1 - k_2(w - w_{otm})} \psi_m^{k_3} \Delta^{k_4} \quad (49)$$

Em que:

Δ : variável do estado de tensões que apresenta maior correlação com M_R ;

Além das três classes de modelos definidas por Han e Vanapalli (2016), evidencia-se aqui uma abordagem recente apresentada por Abdollahi e Vahedifard (2022). A argumentação apresentada nesse trabalho parte de observações já destacadas entre outros estudos, como o de Banerjee *et al.* (2020), que apontam para o fato de que os modelos até então disponíveis na literatura apresentam expressivas deficiências em descrever as variações do M_R quando o solo é submetido a elevados níveis de sucção. Abdollahi e Vahedifard (2022) sugerem que a falha dessas equações resulta de uma consideração incompleta dos mecanismos de retenção de água no solo. De acordo com os autores, os modelos atuais consideram apenas o mecanismo da capilaridade, que é mais expressivo a níveis médios e baixos de sucção (0 a 1000kPa), e, portanto, tendem a apresentar um ajuste adequado para o comportamento do M_R apenas nessa faixa de valores. No entanto, eles destacam que uma representação completa da influência da umidade no M_R requer a compreensão da influência da adsorção, que é o mecanismo dominante sob condições de baixa saturação e elevadas sucções.

Os autores estabeleceram a expressão (50) que descreve a variação do M_R em função da umidade por meio de duas parcelas: $M_{R,c}(\theta)$ e $M_{R,a}(\theta)$, que representam, respectivamente, à influência dos mecanismos de capilaridade e sucção, conforme apresentado na Figura 9, que ilustra o comportamento do modelo proposto. Essas parcelas são definidas de forma separada por meio das expressões (51) e (52).

$$M_R = M_{R,c}(\theta) + M_{R,a}(\theta) \quad (50)$$

Com:

$$M_{R,c}(\theta) = (M_{Rsat} - M_{Mc}) \left(\frac{\theta}{\theta_s} \right)^{m_M} + M_{Mc} \quad (51)$$

$$M_{R,a}(\theta) = \frac{1}{2} \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left[\frac{2(\theta - \theta_{a,max}^m)}{\theta_{a,max}^m} \right] \right\} \left[- \frac{(M_{Md} - M_{Mc})\theta}{2\theta_{a,max}^m} + (M_{Md} - M_{Mc}) \right] \quad (52)$$

Em que:

$\operatorname{erf}()$: função erro⁸;

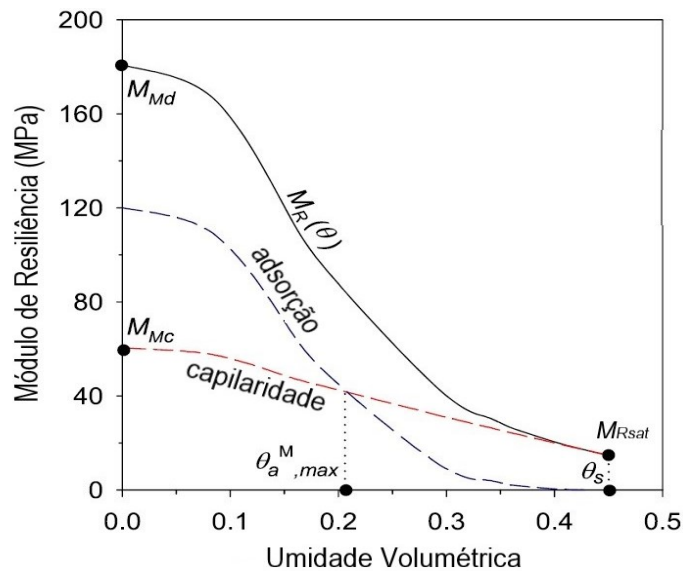
M_{Mc} : valor máximo do M_R em função da influência isolada da capilaridade;

M_{Md} : valor máximo do M_R na condição seca;

$\theta_{a,max}^m$: umidade volumétrica referente ao ponto a partir do qual a adsorção se torna o mecanismo predominante na sucção conforme o solo se torna mais seco (Figura 9);

m_M : parâmetro de regressão do modelo.

Figura 9 – Relação entre o e a umidade em função dos mecanismos de capilaridade e adsorção



Fonte: Adaptado de Abdollahi e Vahedifard (2022)

⁸ $\operatorname{erf}(x) = \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-x}^x e^{-t^2} dt = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^x e^{-t^2} dt$.

Dentre as outras inovações estabelecidas pelo trabalho desenvolvido por Abdollahi e Vahedifard (2022), cabe ainda destacar a equação (53), que foi definida para considerar a influência da umidade na relação entre o M_R e a tensão desvio, que era também um aspecto já abordado em estudos anteriores, conforme discutido em 2.1.2.4.

$$M_{R2} = M_{R1} \left(\frac{\sigma_{d1}}{\sigma_{d2}} \right)^{(\theta_s - \theta)^k} \quad (53)$$

Em que:

M_{R1} : módulo de resiliência determinado para a tensão desvio de referência σ_{d1} ;

M_{R2} : módulo de resiliência correspondente à nova tensão desvio σ_{d2} .

As equações propostas por Abdollahi e Vahedifard (2022) foram validadas a partir de resultados disponíveis de trabalhos prévios com nove diferentes solos finos ensaiados por meio de metodologias diversificadas. De modo geral, constatou-se nesse estudo um expressivo desempenho estatístico dessas equações para todos os solos analisados. Os autores ainda destacam o fato de que o parâmetro de entrada básico desses modelos é a umidade volumétrica, que é, evidentemente, um índice de determinação muito mais simplificada em comparação à sucção. A soma desses aspectos positivos, naturalmente, corrobora para uma difusão dessas expressões em aplicações práticas, muito embora seja necessária a realização de novos estudos que confirmem essas observações ou apontem eventuais melhorias de forma a garantir a sua validade para um grupo mais variado de materiais.

2.2. CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA

2.2.1. Histórico

Ensaio com penetrômetros constituem algumas das técnicas mais extensivamente difundidas na engenharia geotécnica para a realização de investigações em campo, nas quais se deseja obter uma estimativa das propriedades físicas e mecânicas de um determinado maciço de solo ao longo de sua profundidade, ou mesmo, para avaliar a qualidade de obras de terra construídas a partir da compactação de sucessivas camadas de solo, como barragens, aterros e as camadas de um pavimento. Dentre esses ensaios, os mais conhecidos são o *Standard Penetration Test* (SPT) e o *Cone Penetration Test* (CPT), cujo uso é mais associado à prática dos projetos de fundações.

O Cone de Penetração Dinâmica (CPD), ou *Dynamic Cone Penetrometer* (DCP), é um instrumento que fornece a medida da taxa de penetração em solos naturais ou compactados, possibilitando a estimativa de parâmetros de resistência e deformabilidade. Conforme observam Salgado e Yoon (2003), esse ensaio guarda semelhanças com os ambos os ensaios de SPT e CPT. No caso do SPT, as similaridades decorrem da técnica empregada, que, nos dois casos, consiste na penetração dinâmica, obtida pela aplicação de golpes de um martelo solto em queda livre, além do fato dos resultados serem referidos em termos de uma medida de penetração por golpe. Por outro lado, o CPD se assemelha também ao CPT pelo uso de uma ponteira cônica como instrumento de penetração. Em contrapartida, o CPD não consiste de uma simples fusão dessas técnicas clássicas, mas difere de ambas, sobretudo, pela sua característica portátil e pelo seu uso mais voltado a engenharia de pavimentos.

De acordo com Hassan (1996), a primeira versão do aparelho CPD foi apresentada em meados dos anos 1950, por A. J. Scala⁹, tendo em vista a necessidade por uma alternativa simples e rápida para caracterização de solos de subleitos na Austrália. Esse CPD desenvolvido por A. J. Scala constituía-se de um aparato manual onde um martelo com massa de 9kg (20lb) era lançado em queda livre a partir de uma altura de 508mm (20”), de forma a conduzir a penetração de uma ponteira cônica com ângulo de 30°, conectada a uma haste metálica de 15,875mm (5/8”) de diâmetro, por uma profundidade de até 762mm ao longo do subleito (LUO; SALGADO; ALTSCHAEFFL, 1998).

O desenvolvimento do ensaio prosseguiu na África do Sul a partir do final dos anos 1960, com os trabalhos de D. J. Van Vuuren¹⁰ e E. G. Kleyn¹¹, que empregaram variações do equipamento originalmente proposto por A. J. Scala, com foco no estudo de correlações entre os resultados do ensaio e o *CBR* dos solos (LUO; SALGADO; ALTSCHAEFFL, 1998). Como se pode observar na Tabela 6, apesar das diferentes configurações de carga e altura de queda adotadas nessas três versões iniciais do CPD, há uma equivalência entre as energias potenciais resultantes da aplicação de um golpe do martelo, de forma que seus resultados tendem a ser

⁹ SCALA, A. J.. Simple methods of flexible pavement design using cone penetrometers. In: AUSTRALIA-NEW ZEALAND CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 2., 1956, Christchurch. **Proceedings** [...] . Wellington: Technical Publications For The New Zealand Institution of Engineers, 1956. p. 1-12.

¹⁰ VAN VUUREN, D. J.. Rapid Determination of CBR With the Portable Dynamic Cone Penetrometer. **The Rhodesian Engineer**, [S.L.], v. 7, n. 5, p. 852-854, set. 1969.

¹¹ KLEYN, E. G.. **The Use of the Dynamic Cone Penetrometer (DCP)**. Pretoria: Transvaal Roads Department, 1975. 19 p. (Report No. 2/74).

similares. Com relação às variações no ângulo da ponteira cônica, Berti (2005) destaca as conclusões de E. G. Kleyn¹¹, que observou que as ponteiras com ângulo de 60° apresentam maior durabilidade em serviço, enquanto que a versão de 30° gera maiores taxas de penetração.

Tabela 6 – Características básicas das principais versões de CPD apresentadas na literatura

Referência	Ângulo da Ponta (°)	Peso do Martelo (kg)	Altura de Queda (mm)	Energia Potencial p/ golpe (J)
Scala (1959)	30	9,0	508	44,85
D. J. Van Vuuren (1969)	30	10,0	460	45,13
E. G. Kleyn (1975)	30 e 60	8,0	574	45,05
Webster, Grau e Williams (1992) / 4,6kg	60	4,6	575	25,95
Webster, Grau e Williams (1992) / 8,0kg	60	8,0	575	45,13
Nguyen e Mohajerani (2012)	60	2,25	510	11,26

Fonte: Autor

Posteriormente, Webster, Grau e Williams (1992) propuseram uma nova variação do aparelho, similar ao modelo utilizado por Kleyn, no entanto, empregando um martelo composto por duas partes separáveis, denominado por eles de "*Dual Mass Hammer*", o qual permitia a realização do ensaio com cargas de 8kg e 4,6kg. Nessa nova versão, fixou-se o uso da ponteira cônica de 60° e a altura de queda de 575mm. O conceito do *Dual Mass Hammer* foi definido pelos autores com intuito de possibilitar a correta aplicação do ensaio em uma maior abrangência de materiais. Os autores sugerem o uso da carga de 4,6kg para solos moles e de baixa capacidade de suporte, com *CBR* inferior a 10%, ao passo que a carga de 8,0kg é tida como mais adequada para a realização do ensaio em solos mais rígidos. Eles explicam ainda que a penetração resultante de um golpe com a carga de 8,0kg equivale exatamente ao dobro da penetração obtida com a carga de 4,6kg, o que possibilita uma conversão direta entre as duas configurações do ensaio.

O modelo de CPD estabelecido por Webster, Grau e Williams (1992) foi adotado pela norma ASTM D6951/D6951M – 18 (ASTM, 2018), que regulamenta a execução do ensaio desde sua versão original, apresentada em 2003. Com o desenvolvimento da norma americana, o uso do CPD com carga de 8,0kg e altura de queda de 575mm, que já havia se popularizado bastante em face dos trabalhos de E. G. Kleyn, passou a ser adotado, praticamente, como um

padrão mundial em pesquisas acadêmicas e no controle de obras de pavimentação. Cabe ainda salientar uma sugestão recente, proposta por Nguyen e Mohajerani (2012), de um CPD “leve”, que utiliza um martelo de 2,25kg e altura de queda de 510mm. Essa configuração de carga foi definida com base em estudo com solos finos do estado de Victoria, na Austrália, onde se realizaram ensaios de CPD com amostras compactadas em moldes de *CBR* e em caixas com grandes dimensões, simulando a condição de campo. Observou-se nesse trabalho que a redução do peso do martelo diminui a influência do confinamento resultante do molde de *CBR*, o que acarreta em uma paridade entre os resultados de laboratório e campo.

Conforme destaca Alves (2002), o uso do CPD em estudos acadêmicos desenvolveu-se expressivamente entre os anos de 1976 e 2000, em países como a Bélgica, Indonésia, Israel, Argentina, Reino Unido e no Brasil. Com relação aos últimos 20 anos, o cenário internacional tem colaborado para o aperfeiçoamento do ensaio e de suas aplicações com trabalhos realizados, sobretudo, nos EUA (SALGADO; YOON, 2003; HERATH *et al.*, 2005; MOHAMMAD *et al.*, 2008; MOUSAVI; GABR; BORDEN, 2018), além da Austrália (NGUYEN; MOHAJERANI, 2012, 2015), Índia (CHENNARAPU *et al.*, 2018) e Irã (GHOLAMI; PALASSI; FAKHER, 2019). Já no Brasil, esse mesmo período é marcado pela apresentação de uma série de dissertações de mestrado sobre o tema, como as, já citadas, Alves (2002) e Berti (2005), além de Guedes (2008), Costa (2015) e Schlögel (2020).

Em geral, essas pesquisas nacionais e internacionais focam no estudo dos aspectos que influenciam nos resultados do ensaio, bem como no seu uso em correlações com parâmetros mecânicos do solo e no controle de compactação. Berti (2005) destaca ainda outras aplicações do ensaio de CPD, como: determinação da espessura de camadas do pavimento, detecção de solos potencialmente colapsíveis, verificação de anomalias em camadas de solo estabilizado, auxílio na compreensão de resultados de ensaios deflectométricos e o diagnóstico de causas de deterioração em rodovias. Há, também, estudos como o de Costa (2015), que demonstram a aplicabilidade do CPD em projetos de fundações. A popularização e diversificação dos usos do ensaio de CPD decorre, naturalmente, das vantagens proporcionadas por essa técnica, como: a portabilidade e o peso relativamente leve do equipamento, que facilita o seu transporte e a realização do ensaio em áreas de difícil acesso; a simplicidade e rapidez de sua execução, que exige apenas uma equipe com dois ou, no máximo, três operadores; o impacto irrisório à estrutura do pavimento; além do baixo custo do equipamento e da campanha de ensaios em comparação à outras técnicas de uso corrente (LUO; SALGADO; ALTSCHAEFFL, 1998; BERTI, 2005).

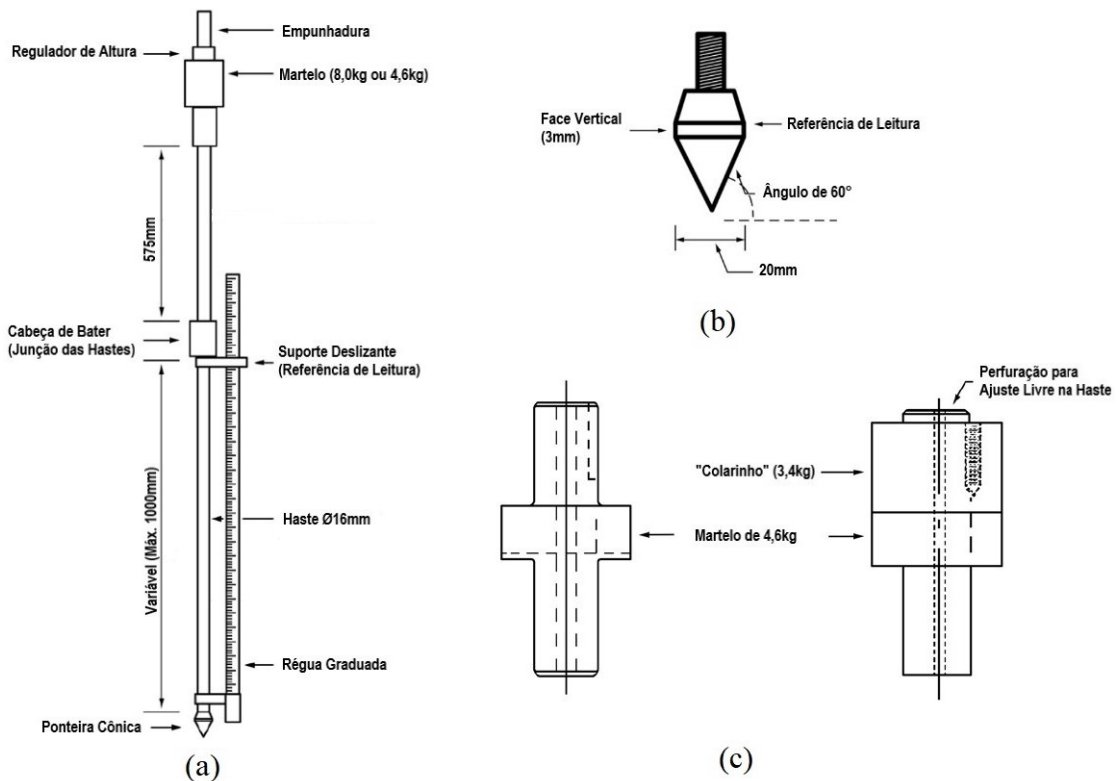
Com relação às limitações e aos fatores que afetam os resultados do ensaio, cita-se a influência das condições climáticas, devido, sobretudo, às variações de umidade, que alteram o estado do físico do solo e, por consequência, modificam a resposta mecânica obtida (BERTI, 2005; GUEDES, 2008); o aspecto humano em todas as etapas do ensaio, desde a execução à aquisição dos dados, visto que não constitui um equipamento automatizado (LUO; SALGADO; ALTSCHAEFFL, 1998); além de algumas limitações referidas na própria norma ASTM D6951/D6951M – 18 com relação à sua aplicação em determinados materiais, como solos estabilizados e cimentados ou com partículas de diâmetro nominal superior a 50mm, bem como ao alcance do equipamentos em profundidades superiores a 1,0m, que, embora possível, deve ser evitado, uma vez que esse processo provoca alterações na massa e na inércia do sistema, e a ocorrência de atrito nas hastes passa a ser significativa, sendo esse último aspecto também destacado nos estudos de Livneh, Ishai e Livneh (1995) e Gholami, Palassi e Fakher (2019).

2.2.2. Aparelhagem, Execução e Parâmetros Medidos no Ensaio

O modelo de CPD, conforme padronizado pela norma ASTM D6951/D6951M – 18, é apresentado em detalhes na Figura 10. Esse equipamento é composto por um conjunto de duas hastes de aço com 16mm de diâmetro. A haste inferior apresenta no seu topo uma cabeça de bater, que, além de amortecer o impacto do martelo, apresenta uma rosca para junção das duas hastes, facilitando o transporte e a montagem do equipamento. Na ponta dessa mesma haste, há outra rosca para a fixação da ponteira cônica com ângulo de 60° e diâmetro da base de 20mm. O comprimento da haste inferior pode variar em função do fabricante, devendo obedecer a um limite máximo de 1,0m.

A norma ainda prevê a possibilidade do uso de hastes adicionais para aumento da profundidade de ensaio, caso necessário. As medidas de penetração podem ser realizadas tanto com auxílio de uma régua graduada com divisões de 1mm, ou por meio de marcações na haste inferior. O martelo segue o modelo *Dual Mass Hammer*, possibilitando a execução do ensaio com cargas de 8,0kg e 4,6kg. A região central do martelo é perfurada de modo que o mesmo possa correr livremente ao longo da haste superior por uma altura de queda de 575mm, limitada pela empunhadura do equipamento.

Figura 10 – Representação Esquemática do Cone de Penetração Dinâmica Adotado pela norma ASTM D6951/D6951M



a) Visão geral do equipamento; b) Detalhe da ponteira cônica; c) Esquema de montagem do martelo

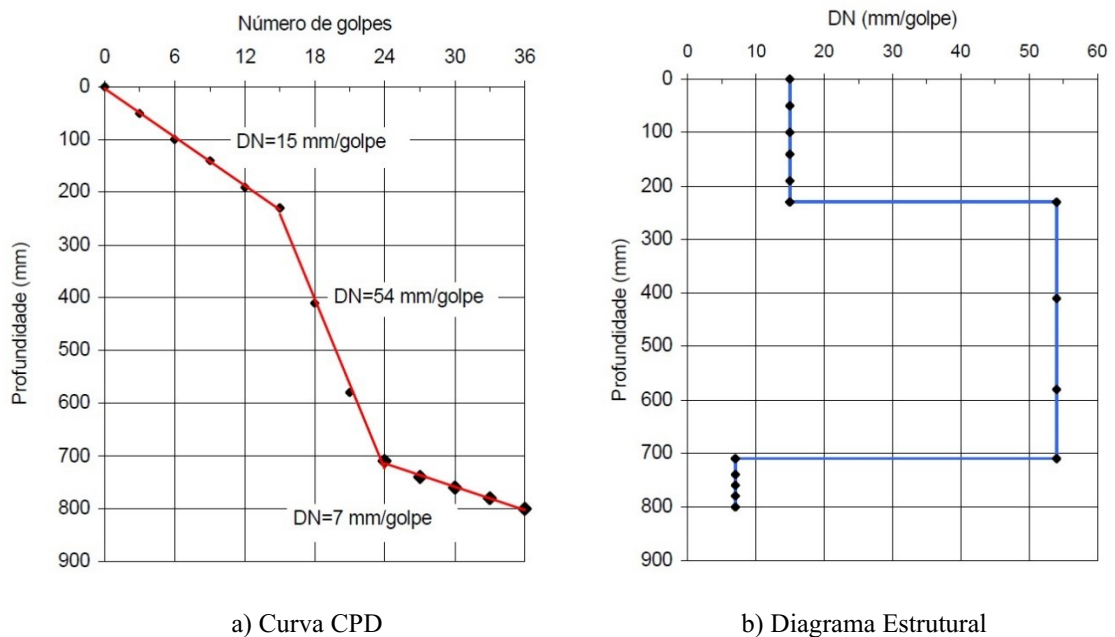
Fonte: Adaptado norma ASTM D6951/D6951M – 18 (ASTM, 2018)

Para execução do ensaio, recomenda-se uma equipe mínima de duas pessoas, onde um operador é responsável por manipular o equipamento, aplicando os golpes com o martelo, enquanto o outro efetua as leituras das penetrações. A norma ASTM D6951/D6951M – 18 recomenda que, antes do início propriamente dito do ensaio, deve-se efetuar uma verificação geral de todos os componentes do equipamento, avaliando a existência de eventuais danos por fadiga, flambagem ou desgastes excessivos dos componentes, especialmente das hastes e na ponteira cônica. Com o equipamento devidamente posicionado no local de ensaio e com a marca de referência da ponteira nivelada à superfície do terreno, procede-se a leitura inicial entre o nível do terreno e a referência da régua graduada. Após a execução de cada golpe, ou de um determinado número de golpes, efetua-se uma nova leitura, com a penetração resultante em cada etapa sendo calculada pela diferença entre duas leituras sucessivas

A ASTM D6951/D6951M – 18 faz uma recomendação quanto ao número de golpes que devem ser efetuados a cada leitura, sendo: 1 golpe para materiais “moles”, 5 golpes para materiais “normais” e 10 golpes para materiais “resistentes”. Em face do caráter arbitrário dessa

recomendação, cabe aos responsáveis técnicos decidirem o padrão das leituras, considerando o nível de detalhamento pretendido e da aplicação dos resultados. O ensaio deve ser executado até que se atinja a profundidade desejada, respeitando, em aplicações convencionais, o limite máximo de 1,0m da haste, ou até que se verifique algum dos critérios de parada previstos na norma. A norma recomenda que o ensaio seja interrompido sempre que a penetração após cinco golpes for inferior a 2mm ou caso a haste sofra uma deflexão maior que 75mm em relação à vertical. Nessas situações, o aparelho deve ser deslocado para outro ponto de ensaio, com uma distância mínima de 30cm do original. A representação gráfica dos resultados do ensaio é feita, convencionalmente, por meio da Curva CPD (Figura 11a) ou do Diagrama Estrutural (Figura 11b).

Figura 11 – Representação gráfica dos resultados do ensaio de CPD



Fonte: Alves (2002)

A Curva CPD, conforme a definição dada por Alves (2002), representa a penetração do equipamento ao longo da profundidade de ensaio, indicada no eixo das ordenadas, em função do número acumulado de golpes, representado nas abscissas do gráfico. A inclinação das retas que compõem a curva corresponde ao índice de penetração (DN), definido conforme a equação (54), sendo expresso usualmente em termos de mm/golpe. O DN expressa uma medida da rigidez e da resistência do material *in situ*. Valores elevados de DN indicam materiais muito deformáveis e com baixa capacidade de suporte, ao passo que valores baixos desse parâmetro denotam uma elevada rigidez e resistência mecânica. O Diagrama Estrutural corresponde a uma derivação da Curva CPD, que expressa as variações do DN relação à profundidade. Nessa

representação, é possível avaliar com mais clareza as variações nas propriedades do material ou a transição entre camadas, que são indicadas pelas mudanças no valor do índice (ALVES, 2002).

$$DN = \frac{\Delta L_p}{N} \quad (54)$$

Em que:

ΔL_p : diferença entre duas leituras consecutivas de penetração no ensaio (mm);

N : número de golpes correspondente à penetração ΔL_p .

2.2.3. Correlações entre os Resultados do Ensaio de CPD e o M_R

Os resultados obtidos com o ensaio de CPD têm sido, historicamente, aplicados para a determinação do CBR , por meio de uma grande variedade de correlações apresentadas na literatura (WEBSTER; GRAU; WILLIAMS, 1992; ALVES, 2002), as quais, de modo geral, apresentam excelentes resultados, naturalmente, justificados em face da notória semelhança entre as condições mecânicas nos dois ensaios. Embora essas mesmas semelhanças não sejam compartilhadas com o ensaio de M_R , as características vantajosas do CPD, sobretudo, o seu custo reduzido, a simplicidade do método e a possibilidade de avaliar as condições do material em campo, estimularam o estudo de correlações entre o M_R e os parâmetros extraídos de ensaios de CPD.

Conforme se observa na literatura, o primeiro autor a apresentar uma relação entre o M_R e o CPD foi Hassan (1996), em sua tese de Ph.D., pela Universidade do Estado de Oklahoma. Nesse estudo, o autor avaliou a influência de fatores como a umidade, o peso específico e as tensões confinantes nos resultados do ensaio de CPD para solos finos e granulares, tendo apresentado a equação (55), que correlaciona o valor do DN com o M_R de solos finos na condição de umidade ótima. Hassan (1996) optou por usar apenas os valores referentes a essa umidade, uma vez que não foi observada uma correlação expressiva quando se consideravam os valores referentes ao ramo úmido da curva de compactação, que foi a segunda condição avaliada por ele. Cabe salientar ainda que, mesmo com as considerações feitas pelo autor, a equação (55) não apresentou um desempenho estatístico satisfatório, tendo resultado em um $R^2 = 0,37$.

$$M_R = 7013,065 - 2040,783 \ln DN \quad (55)$$

Com:

M_R em psi e DN em in/golpe.

No Brasil, Alves (2002) propôs a equação (56), com base em ensaios com solos finos e granulares, oriundos de subleitos do estado de Santa Catarina. Nesse estudo, os valores do M_R foram obtidos por meio da retroanálise de medidas de deflexões em campo, obtidas a partir de ensaios de viga Benkelman. Embora os resultados tenham refletido, em linhas gerais, uma clara tendência de redução do módulo com o aumento DN , o grau de correlação obtido também foi considerado insatisfatório ($R^2 = 0,48$), o que a autora atribuiu às diferenças entre as formas de carregamento de cada ensaio, bem como ao fato de que os mesmos não foram executados necessariamente no mesmo ponto, ou sequer em dias iguais.

$$M_R = 188,12DN^{-0,58} \quad (56)$$

Com:

M_R em MPa e DN em mm/golpe.

Posteriormente, Salgado e Yoon (2003) apresentaram a equação linear (57) para solos arenosos do estado americano de Indiana. No entanto, de forma similar à abordagem de Alves (2002), esses autores não utilizaram valores de M_R determinados diretamente a partir de ensaios triaxiais, mas valores obtidos de uma correlação com os resultados de ensaios de resistência à compressão simples. Nesse sentido, os próprios autores ainda destacam que essa relação deve utilizada com a devida cautela, em face da grande dispersão dos valores obtidos.

$$M_R = -3279DN + 114100 \quad (57)$$

Com:

M_R em kPa e DN em mm/golpe.

O MEPDG também prevê a possibilidade de se estimar o M_R a partir do DN obtido no ensaio de CPD. Para tanto, o guia americano propõe o uso da equação (58), que relaciona o M_R ao CBR , em conjunto com a expressão (59) que determina o valor do CBR em função do DN . A relação (59) foi proposta originalmente no trabalho de Webster, Grau e Williams (1992), sendo, também, adotada atualmente pela norma ASTM D6951/D6951M – 18 para os mais variados tipos de solo, com exceção apenas de solos CL com $CBR < 10\%$ e CH.

$$M_R = 2555CBR^{0,64} \quad (58)$$

$$CBR = \frac{292}{DN^{1,12}} \quad (59)$$

Com:

M_R em psi, CBR em porcentagem e DN em mm/golpe.

A combinação entre as equações (58) e (59), resulta na seguinte relação direta entre o M_R e o DN :

$$M_R = 96658DN^{-0,72} \quad (60)$$

Com:

M_R em psi e DN em mm/golpe.

Resultados promissores de correlações entre o M_R e o DN começaram a ser observados a partir do estudo de Gudishala (2004) com materiais de bases e subleitos do estado americano da Louisiana. Nesse trabalho, o autor avaliou a influência da adição dos índices físicos como parâmetros preditivos, tendo obtido as equações finais (61) e (62), respectivamente, para os solos coesivos de subleito e agregados das camadas de base. Para essas expressões, o autor obteve valores de R^2 , respectivamente, de 0,68 e 0,64, demonstrando um desempenho superior às relações anteriormente apresentadas.

$$M_R = 1100 \frac{DN^{-0,44}}{w} + 2,39\gamma_d \quad (61)$$

$$M_R = 415,4DN^{-0,25} \quad (62)$$

Em que:

w : umidade do solo;

γ_d : peso específico aparente seco do solo.

Com:

M_R em MPa; DN em mm/golpe; γ_d em kN/m³ e w em porcentagem.

Observa-se ainda que as equações apresentadas por Gudishala (2004) foram obtidas considerando-se valores de M_R referentes a um único par de tensões confinante e desvio. Essas tensões foram obtidas a partir de análises elásticas no software KENLAYER, no qual o autor considerou uma seção de pavimento típica daquele estado, composta por uma camada de

revestimento asfáltico de 50mm, seguida de uma camada de ligação asfáltica de 100mm, base granular de 200mm e subleito semi-infinito de argila siltosa. Considerou-se também um eixo padrão simples com carga de 18000lb (9,2t). A partir desse processo, o autor determinou as tensões no centro da camada de base e no topo do subleito, obtendo os valores finais de σ_3 e σ_d iguais, respectivamente, a 34,5kPa e 103,5kPa, para o primeiro o caso, e 14,0kPa e 41,0kPa para o segundo caso. Com esses valores, calculou-se o M_R por meio da equação (25), cujos parâmetros de regressão foram ajustados a partir dos resultados de ensaios triaxiais de carga repetida.

Trabalhos posteriores no estado da Louisiana continuaram a empregar a abordagem idealizada por Gudishala (2004). Inicialmente, Herath *et al.* (2005) apresentaram as equações (63) e (64), que foram validadas a partir de resultados com cinco solos finos dos tipos A-4, A-6 e A-7-6, obtendo-se valores de R^2 , respectivamente iguais a 0,82 e 0,85.

$$M_R = 16,28 + \frac{928,24}{DN} \quad (63)$$

$$M_R = 520,62 \left(\frac{1}{DN^{0,7362}} \right) + 0,40 \left(\frac{\gamma_d}{w} \right) + 0,44IP \quad (64)$$

Em que:

IP : índice de plasticidade.

Com:

M_R em MPa; DN em mm/golpe; γ_d em kN/m³; IP e w em porcentagem.

Mohammad *et al.* (2008) determinaram equações (65) e (66), similares às de Herath *et al.* (2005), no entanto, empregando um maior banco de dados, com resultados de ensaios 92 amostras, incluindo quatro tipos de solos coesivos típicos de subleitos da Louisiana (A-4, A-6, A-7-5 e A-7-6). As equações propostas por Mohammad *et al.* (2008) apresentaram um desempenho superior às anteriores, com valores de R^2 superiores a 0,90.

$$M_R = \frac{151,8}{DN^{1,096}} \quad (65)$$

$$M_R = 0,56 + 293,2 \left(\frac{1}{DN^{1,46}} \right) + 89,9 \left(\frac{1}{w^{1,27}} \right) \quad (66)$$

Com:

M_R em ksi; DN em mm/golpe e w em porcentagem.

De forma similar a Gudishala (2004), Mohammad *et al.* (2008) ainda estabeleceram outras duas equações, (67) e (68), para materiais de bases granulares do mesmo estado, no entanto, incluindo menor banco de dados em comparação ao utilizado para o desenvolvimento das expressões para solos coesivos, com apenas 15 amostras. À despeito desse aspecto, ambas as equações apresentaram desempenhos satisfatórios, com valores de R^2 superiores a 0,77.

$$M_R = \frac{56,73}{DN^{0,23}} \quad (67)$$

$$M_R = \frac{53,74}{DN^{0,15}} - 0,07P_4 \quad (68)$$

Em que:

P_4 : porcentagem de material passante na peneira com malha de 4,75mm (#4).

Com:

M_R em ksi; DN em mm/golpe; P_4 e w em porcentagem.

Nguyen e Mohajerani (2015) determinaram uma equação para solos finos do estado de Victoria, na Austrália. Na expressão (69), os valores de M_R foram determinados para uma tensão confinante e 13,78kPa e tensão desvio de 37,2kPa, enquanto que o índice de penetração foi obtido a partir de ensaios com amostras compactadas em moldes de *CBR*, empregando o CPD leve, com carga de 2,25kg, previamente apresentado por Nguyen e Mohajerani (2012). Embora o desempenho dessa equação tenha sido similar ao obtido por Gudishala (2004), ela apresenta limitações com relação uso desse aparelho de CPD fora dos padrões usais, bem como também se limita a um pequeno grupo de solos locais.

$$M_R = \frac{150}{DN_L^{0,847}} \quad (69)$$

Em que:

DN_L : índice de penetração obtido com o CPD de carga de 2,25kg.

Com:

M_R em MPa e DN_L em mm/golpe.

Na verdade, em linhas gerais, todas as expressões apresentadas até aqui compartilham de uma expressiva limitação comum, que é a sua característica de permitir a estimativa de um valor único de M_R , correspondente a um determinado estado de tensões e a uma estrutura de pavimento pré-determinada. Portanto, essas correlações não podem ser devidamente aplicadas em condições diversas das quais elas foram concebidas. Tais aspectos foram destacados por Mousavi, Gabr e Borden (2018), que, em alternativa, apresentaram uma abordagem diferente, onde, ao invés de uma única relação direta para a estimativa do M_R , foram propostas as equações (70), (71) e (72), que estimam os parâmetros de regressão do modelo (25), adotado pelo MEPDG.

$$k_1 = 2310 - 377 \ln DN \quad (70)$$

$$k_2 = -0,3 + 0,3 \ln DN \quad (71)$$

$$k_3 = -10 + 1,7 \ln DN \quad (72)$$

Com:

DN em mm/golpe.

As equações propostas por Mousavi, Gabr e Borden (2018) foram validadas por meio de resultados obtidos pelos autores em ensaios com amostras de um solo residual fino de baixa plasticidade (A-4) da região de Piedmont, no estado americano da Carolina do Norte, bem como, com resultados de outros dois trabalhos anteriores. O desempenho das equações foi considerado satisfatório, haja vista que elas possibilitam a determinação de M_R para quaisquer condições de estado de tensões e com bons ajustes estatísticos, com valores de R^2 em torno de 0,70, para o caso do solo avaliado pelos autores, e de 0,53 para os dados de estudos anteriores. Evidentemente, a maior dispersão obtida no segundo caso indica a necessidade de uma melhor calibração das constantes desse modelo, incluindo, um maior número de amostras e outros tipos de solos, muito embora, isso não descarte o caráter promissor dessa abordagem.

2.3. LIGHT WEIGHT DEFLECTOMETER

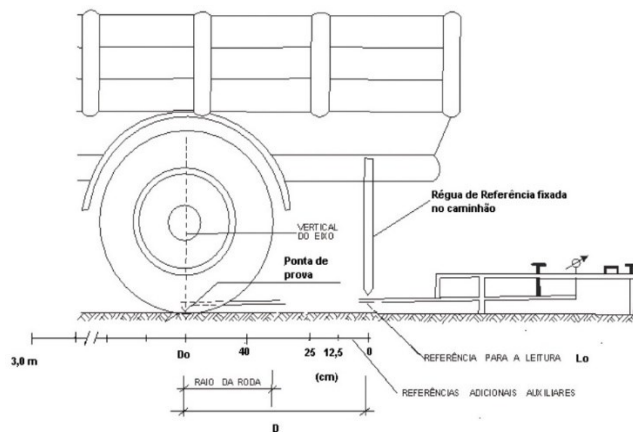
2.3.1. Histórico

Antes da introdução do conceito de M_R e do ensaio triaxial de carga repetida, estudos a respeito da influência da deformabilidade no desempenho estrutural do pavimento, como Hveem (1955), eram realizados com o uso de equipamentos de campo, que possibilitavam a

determinação das deflexões sob a ação de carregamentos que buscavam simular a ação dos veículos sobre uma rodovia. De modo geral, esses ensaios constituem técnicas não destrutivas, cujo uso é difundido até os dias atuais. Conforme destaca Ferri (2013), os resultados obtidos em ensaios deflectométricos possibilitam ao engenheiro avaliar a condição estrutural do pavimento, seja por meio do uso de parâmetros e índices disponíveis na literatura para a curvatura da bacia de deflexões, ou pela determinação, via retroanálise, dos módulos elásticos das camadas do pavimento

Um dos primeiros deflectômetros de grande conhecimento no cenário mundial foi a viga Benkelman, desenvolvida na década de 1950 pelo engenheiro A. C. Benkelman durante a realização dos estudos na *WASHO Road Test* (HUANG, 2004; BERNUCCI *et al.*, 2006). Nesse ensaio, é feita a aplicação de um carregamento quase-estático por meio de um caminhão com eixo traseiro simples de roda dupla com carga de 8,2t. A ponta de prova da viga é posicionada entre os pneus da roda geminada (Figura 12) e a deflexão sob a ação dessa carga de eixo é determinada a partir da diferença entre as medidas de um extensômetro para a condição inicial e após o caminhão se afastar 10m da ponta de prova ou até que não se verifique variação na leitura final.

Figura 12 – Ensaio de viga Benkelman



a) Representação esquemática do ensaio



b) Realização do ensaio

Fonte: a) DNIT 133/2010-ME (DNIT, 2010); b) Ferri (2013)

Apesar da atraente simplicidade do ensaio, Huang (2004) destaca algumas deficiências do método, como a dificuldade em se obter um referencial imóvel para determinar as deflexões, bem como o uso de um carregamento estático, que não simula adequadamente as solicitações transientes que ocorrem em um pavimento. Apesar de outras técnicas que surgiram posteriormente com o intuito de suplantar os aspectos negativos atrelados à viga do Benkelman,

as que mais se popularizaram no âmbito internacional e também no Brasil foram os deflectômetros de impacto, mais conhecidos como *Falling Weight Deflectometers* (FWD). Esses equipamentos foram desenvolvidos inicialmente a partir de estudos realizados na França e na Dinamarca no início dos anos 1960, porém, seu uso só veio a se difundir a partir década de 1980 (COST Action 336, 2005).

O princípio de funcionamento do FWD consiste em aplicar uma carga de impacto por meio da queda de um peso suspenso a uma altura predeterminada sobre amortecedores, que transferem o choque a uma placa metálica apoiada sobre o pavimento no ponto estabelecido para a leitura da deflexão máxima (BERNUCCI *et al.*, 2006). Ao se variar o peso e a altura de queda, pode-se empregar diferentes cargas de impacto durante a realização do ensaio (HUANG, 2004). A bacia de deflexões é determinada por meio de um conjunto de, em geral, sete ou nove geofones, que são instalados em diferentes distâncias a partir do ponto de aplicação de carga (PAPAGIANNAKIS; MASAD, 2008). O FWD é totalmente automatizado e seu transporte é realizado com um veículo utilitário leve (Figura 13), que também comporta parte do sistema de aquisição de dados (BERNUCCI *et al.*, 2006).

Figura 13 – Falling Weight Deflectometer



Fonte: Página da Dynatest¹²

No entanto, de acordo com Fleming, Frost e Lambert (2007), o uso do FWD é limitado, sobretudo, com relação ao controle tecnológico das camadas de um pavimento durante a fase construtiva, seja em virtude das dificuldades de transporte do equipamento, como também pelo ao alto custo associado à uma campanha com grande frequência de ensaios. Não obstante, os autores também destacam que as tensões atuantes no subleito durante sua vida em serviço são,

¹² Disponível em: < <https://dynatest.com/equipment/falling-weight-deflectometer/>>. Acesso em: 27 mai. 2022.

em geral, muito baixas com relação à amplitude de cargas considerada no ensaio de FWD, o que, portanto, não justificaria a realização de uma bateria completa do ensaio nessa fase da construção.

A partir do início dos anos 1980, começaram a ser desenvolvidas versões portáteis do FWD, denominadas de *Light Weight Deflectometers* (LWD). Esses equipamentos foram concebidos originalmente na Alemanha, a partir de uma parceria entre a *HMP Company* e o *Federal Highway Research Institute* (ELHAKIM; ELBAZ; AMER, 2014). O princípio de funcionamento do LWD é, em essência, o mesmo FWD, no entanto, com a premissa de reduzir a duração do pulso de carga e a magnitude da força aplicada, garantindo a portabilidade do equipamento (FLEMING; FROST; LAMBERT, 2007). Dentre às vantagens dessa técnica, são citadas por Rodrigues (2017): curto tempo de ensaio; dispensa do uso de veículos como sistema de reação; design ergonômico, com facilidade de uso e transporte; além da rápida e automática aquisição de dados.

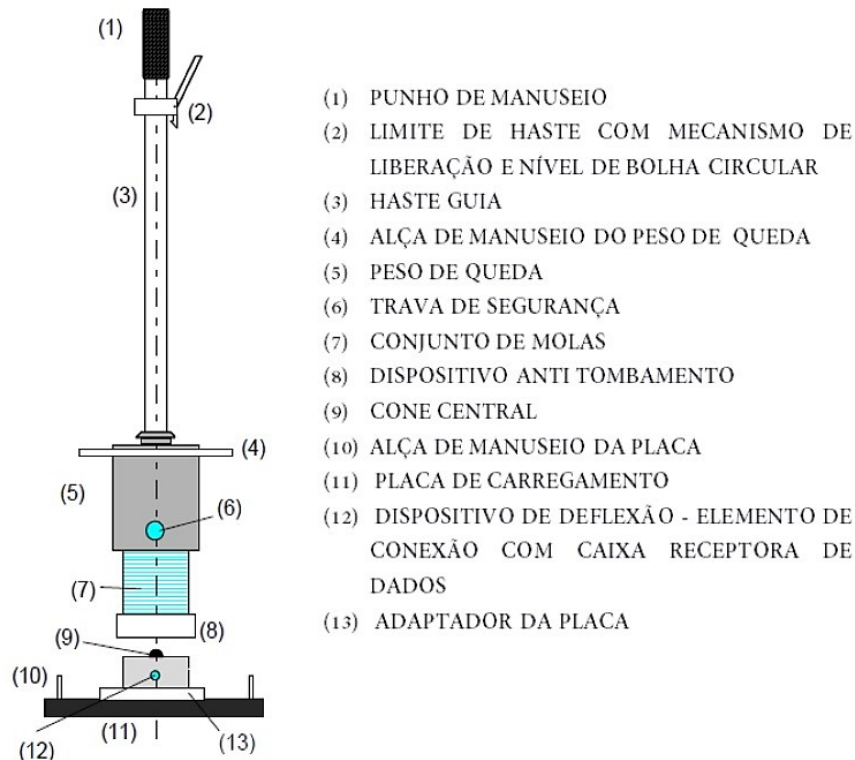
Em face dessas características promissoras, o uso dos LWD tem se tornado recorrente no cenário da pavimentação, com diversos estudos se empenhando em desenvolver sua aplicação como ferramenta de maior rigor técnico para o controle de qualidade de obras de pavimentação (PREUSSLER, 2007; WHITE; THOMPSON; VENNAPUSA, 2007; FERRI, 2013; ELHAKIM; ELBAZ; AMER, 2014; SCHWARTZ; AFSHARIKIA; KHOSRAVIFAR, 2017; FREIRE, 2018). Em menor número, porém não menos relevantes, são os trabalhos que se empenham em desenvolver correlações entre os parâmetros determinados no ensaio de LWD e outros índices geotécnicos determinados *in situ* (COSTA, 2015; RODRIGUES, 2017; NERY, 2020), ou mesmo com o M_R (MOHAMMAD *et al.*, 2008; MOUSAVI; GABR; BORDEN, 2017).

2.3.2. Aparelhagem, Execução e Parâmetros Medidos no Ensaio

Atualmente, equipamentos do tipo LWD têm sido produzidos por diversas fabricantes de renome internacional, como a dinamarquesa *Dynatest*; a *Carl Bro*, subsidiária da empresa sueca *Sweco Group*; a *AL-Engineering Oy* da Finlândia; a japonesa *Tokyo Measuring Instruments Laboratory Co., Ltda.* (TML) e a alemã *ZORN Instruments* (FERRI, 2013), com diversos modelos disponíveis no mercado. Em linhas gerais, todas essas versões do aparelho seguem uma configuração similar a apresentada na Figura 14. Conforme observado nessa representação esquemática, o equipamento é constituído basicamente por: um sistema de peso de queda ao longo de uma haste guia; um dispositivo de lançamento, que garante o nivelamento

da haste; um conjunto de molas de amortecimento, responsável por regular a duração do pulso de carga; uma placa de carga, que transmite esses impactos à superfície do pavimento, e um conjunto de transdutores de velocidade (geofones) ou aceleração (acelerômetros) associados à placa. Os sinais medidos com esses transdutores são transmitidos a um dispositivo externo, com um software capaz de convertê-los, via integração numérica, em medidas de deflexão.

Figura 14 – Representação esquemática do *Light Weight Deflectometer* (LWD)



Fonte: Rodrigues (2017)

Os principais dispositivos disponíveis no mercado apresentam diferentes composições de diâmetro da placa de carga e peso de queda, o que permite a análise de materiais com diversas faixas de rigidez. Os diâmetros mais comumente encontrados variam entre 100mm e 300mm, enquanto que os pesos estão entre 5kg e 15kg, com a versão de 10kg sendo o padrão de base da maioria dos fabricantes. É importante notar que o diâmetro da placa, além de possibilitar uma variação da tensão aplicada, também é um fator que impacta na faixa de alcance do ensaio, uma vez que os acréscimos de tensão se reduzem ao longo da profundidade do substrato avaliado, de modo que as camadas inferiores não influem nas deflexões observadas na superfície. Autores como Stamp e Mooney (2013) indicam que essa profundidade de alcance varia entre 1 a 2 vezes o diâmetro da placa, enquanto Elhakim, Elbaz e Amer (2014) sugerem uma faixa entre 1,5 a 2 vezes.

O tipo e localização do sensor de deflexões são também características relevantes e que diferenciam os equipamentos desenvolvidos por cada fabricante. Conforme já citado, esses sensores podem ser geofones ou acelerômetros e, quanto a sua localização, esses podem ser integrados a estrutura interna da placa ou em contato direto com a superfície de ensaio, por meio de um orifício circular na região central da placa. A configuração com um acelerômetro incorporado à placa de carga é comumente adotada pelos dispositivos da linha *ZORN ZFG*, bem como pelo *Loadman*, da *AL-Engineering Oy* e no *TML Small FWD System*. Por outro lado, aparelhos como o *Dynatest 3031* e o *CARL BRO Prima 100* utilizam geofones em contato direto com o solo. White, Thompson e Vennapusa (2007) observaram que essas características afetam diretamente os resultados do ensaio, de modo que a primeira configuração acarreta em maiores medidas de deflexão em comparação à segunda. Stamp e Mooney (2013), no entanto, destacam que a maior parcela dessas diferenças é resultante da localização do sensor, com o seu tipo sendo menos influente no valor da deflexão medida.

Outras diferenças entre esses equipamentos dizem respeito a aspectos como: o uso de uma célula de carga para determinação da carga de impacto do peso de queda, a rigidez da placa e a precisão das leituras de deflexão. Tais aspectos, somados aos já discutidos, conduziram ao desenvolvimento das normas ASTM E2835-21 (ASTM, 2021) e ASTM E2583-07 (ASTM, 2020), que padronizam esses equipamentos e o processo de execução do ensaio de acordo com dois grupos distintos de aparelhos. Conforme destacam Stamp e Mooney (2013), na primeira norma são englobados aparelhos onde as leituras de deflexão são realizadas pelo deslocamento da placa de carga, como os *ZORN ZFG*, enquanto que a segunda caracteriza equipamentos onde a leitura é feita pelo contato direto do sensor com a superfície de ensaio (p. ex. *Dynatest 3031* e *CARL BRO Prima 100*). Embora não especifiquem o tipo de sensor, essas normas prescrevem diferentes níveis de precisão para as leituras de deflexão, com a ASTM E2583-07 sendo mais restritiva ($\pm 2\mu\text{m}$ em relação a $\pm 40\mu\text{m}$ da ASTM E2835-21). O uso de uma célula de carga é exigido apenas pela ASTM E2583-07. No entanto, a ASTM E2835-21 prescreve um extenso processo de calibração da carga aplicada pelo equipamento.

Em termos de execução do ensaio, as duas normas são relativamente similares, embora a ASTM E2835-21 descreva o processo com um maior número de recomendações. Para os equipamentos aos quais essa norma se refere, há uma exigência para a garantia do adequado contato entre a superfície do terreno e a placa de carga. Nesse sentido, alguns cuidados prévios devem ser tomados com relação à escolha do local onde será realizado o ensaio e à preparação da superfície. De acordo com a norma, deve-se garantir, a priori, que o terreno não apresente

declividade superior a 4%, o que, portanto, inviabiliza seu uso em locais com grandes aclives e declives. No local definido, deve-se promover a regularização da superfície, removendo materiais indesejados (pedregulhos, galhos, etc.) ao longo de uma área equivalente a 1,5 vezes o diâmetro da placa utilizada. Na norma ASTM E2583-07 é sugerida também a aplicação de uma camada delgada de areia fina sobre essa superfície, com a finalidade de melhorar o contato entre a placa e o terreno em locais com predominância de pedregulhos.

A execução do ensaio, em linhas gerais, consiste da realização de seis impactos com o peso de queda. Os primeiros três impactos são também uma espécie de etapa preliminar, com a função de estabelecer o contato da placa com a superfície de ensaio. Em contrapartida, os últimos três são usados diretamente para aquisição das medidas de deflexões e na determinação dos parâmetros do ensaio. A cada impacto, o peso é levantado até o topo da haste, sendo fixado nessa posição com o auxílio de um dispositivo de travamento acoplado ao punho de manuseio. Um novo impacto só é realizado quando se garante a devida verticalização da haste guia, o que é facilitado pelo uso de um nível de bolha associado ao equipamento. Em geral, todo esse processo pode ser executado por um único operador, muito embora, para versões mais pesadas do aparelho, seja ideal a presença de um segundo operador. De acordo com a norma, o ensaio deverá ser repetido caso a placa sofra uma inclinação superior a 4% ou se for observada uma variação superior a 10% nas três deflexões iniciais.

A partir da média das três medidas de deflexão no centro da placa de carga (δ_0), é possível determinar o módulo de deformabilidade dinâmico (E_{LWD}) da camada avaliada, com base na expressão (73), derivada das soluções da teoria da elasticidade. Adota-se um fator de distribuição de carga (f), que está associado à rigidez da placa, assumindo valores de 2, para o caso de placa flexível, e $\pi/2$ para placa rígida. O coeficiente de Poisson (ν), por sua vez, é uma característica do material, cujos valores variam entre 0,2 e 0,5. Segundo Stamp e Mooney (2013), fabricantes como a ZORN assumem valores prefixados de $f = \pi/2$ e $\nu = 0,212$, enquanto que aparelhos da linha *Prima 100* possibilitam o ajuste dessas variáveis. Na expressão (73), há ainda o raio da placa (r), que depende do modelo de LWD utilizado, e a pressão de contato (p), que pode ser medida com auxílio de uma célula de carga ou definida por meio de calibração prévia do equipamento.

$$E_{LWD} = \frac{f(1 - \nu^2)pr}{\delta_0} \quad (73)$$

Outro parâmetro determinado no ensaio é o grau de compatibilidade, que é expresso pela razão entre a deflexão (δ_0) e a velocidade de aplicação da carga (v). Rodrigues (2017) destaca que o grau de compatibilidade é um valor empírico que fornece uma ideia a respeito do estado de compacidade das camadas ensaiadas. De modo geral, valores do grau de compatibilidade superiores a 3,5 sugerem que o material ainda não se encontra em seu estado de maior densidade, podendo ser submetido a compactações adicionais. Em contrapartida, a determinação de valores inferiores a 3,5 é um indicativo de que o material já está devidamente compactado, tornando desnecessária a realização de operações adicionais.

2.3.3. Correlações entre os Resultados do Ensaio de LWD e o M_R

Diferente dos ensaios de CPD e CBR, os princípios mecânicos que regem a execução do ensaio de LWD compartilham maiores similaridades com o ensaio triaxial de carga repetida. A grosso modo, ambos constituem métodos não-destrutivos com objetivo básico de avaliar a deformabilidade de solos e agregados sob a ação de cargas dinâmicas, fornecendo como parâmetro característico um módulo de deformabilidade. Nesse sentido, o estudo de possíveis correlações entre o M_R e o E_{LWD} é justificável, sendo motivado pela maior praticidade e o custo reduzido associados ao ensaio de LWD.

No entanto, o ensaio de LWD ainda apresenta um arcabouço teórico pequeno, uma vez que se trata de uma técnica relativamente recente e ainda pouco difundida em muitos países. Conforme já discutido, a maior parte dos estudos disponíveis na literatura tratam do seu uso como ferramenta para o controle tecnológico de obras de pavimentação. Uma das primeiras pesquisas que estabeleceram correlações entre o M_R e o E_{LWD} foi a de Gudishala (2004). Esse estudo, previamente apresentado no tópico 2.2.3, propôs além das equações (61) e (62), as expressões (74) e (75), respectivamente para solos de subleito e bases granulares do estado da Louisiana. O desempenho dessas relações foi similar ao obtido com as equações baseadas no ensaio de CPD, resultando em valores de R^2 , respectivamente, de 0,60 e 0,70.

$$M_R = 101 \frac{E_{LWD}^{0,21}}{w} + 2,53\gamma_d \quad (74)$$

$$M_R = 73,3E_{LWD}^{0,25} \quad (75)$$

Com:

M_R em MPa; E_{LWD} em MPa; γ_d em kN/m³ e w em porcentagem.

Um outro trabalho, desenvolvido por White, Thompson e Vennapusa (2007), cujo foco principal foi o uso do LWD no controle de compactação, também avaliou a correlação entre o M_R e o módulo de deformabilidade obtido no ensaio. Nesse caso, foram realizados ensaios com sete amostras de uma argila arenosa oriunda de subleitos do estado americano de Minnesota. A pesquisa ainda utilizou dois modelos de LWD, produzidos pelas empresas *ZORN Instruments* e *Dynatest*. Os valores de M_R utilizados nas correlações foram obtidos em ensaios triaxiais, para uma tensão desvio de 68,9kPa e confinante de 41,4kPa. Em face das diferenças entre E_{LWD} o determinado por cada aparelho, o autor propôs a equação (76) para o modelo da *ZORN*, com R^2 de 0,85; e, para o dispositivo da *Dynatest*, a (77), com R^2 de 0,97.

$$M_R = \frac{E_{LWD} + 21,5}{0,69} \quad (76)$$

$$M_R = \frac{E_{LWD} + 45,3}{1,24} \quad (77)$$

Com:

M_R em MPa e E_{LWD} em MPa.

Mohammad *et al.* (2008) também estudaram a aplicação dos ensaios CPD e LWD na determinação do M_R de materiais da Louisiana. Para o caso do LWD, foram determinadas, inicialmente, as equações (78) e (79), para solos coesivos de subleitos. No entanto, essas relações apresentaram um desempenho inferior ao obtido para as equações (65) e (66), determinadas com base no CPD, resultando em valores de R^2 iguais a 0,54 e 0,70, respectivamente. Tal comportamento pode ser justificado pelo fato de que as equações (78) e (79) foram obtidas com base em um banco de dados mais resumido, com resultados de 13 amostras, em relação as 92 que foram utilizadas no primeiro caso.

$$M_R = 5,70E_{LWD}^{0,18} \quad (78)$$

$$M_R = 1,63 + 2,7E_{LWD}^{0,2} + 35,17\left(\frac{1}{w}\right) \quad (79)$$

Com:

M_R em ksi; E_{LWD} em ksi e w em porcentagem.

Para os materiais de bases granulares, Mohammad *et al.* (2008) obteve as equações (80) e (81). Nesse caso, o banco de dados utilizado foi o mesmo das equações (67) e (68),

baseadas no CPD, incluindo 15 amostras e 3 tipos de materiais. Não obstante, o desempenho dessas relações foi similar ao das anteriores, com valores de R^2 superiores a 0,70.

$$M_R = 18,69E_{LWD}^{0,21} \quad (80)$$

$$M_R = 27,48E_{LWD}^{0,11} - 0,08P_4 \quad (81)$$

Com:

M_R em ksi; E_{LWD} em ksi e P_4 em porcentagem.

Mais recentemente, tem-se o trabalho de Mousavi, Gabr e Borden (2017), que discute as limitações das expressões anteriores quanto a determinação de um valor único de M_R , o que desconsidera a influência do estado de tensões nesse parâmetro. Para além desse fato, os autores salientam que o uso do E_{LWD} nessas expressões é, em certo ponto, inadequado, tendo em vista as dificuldades inerentes à determinação de valores precisos para o coeficiente de Poisson (ν) e o fator de distribuição de carga (f) da equação (73). Em virtude desses aspectos, os autores sugeriram a adoção de uma abordagem similar à que adotaram para as correlações com CPD, conforme apresentado em 2.2.3, onde as equações (82), (83) e (84) são utilizadas na estimativa dos parâmetros do modelo constitutivo do MEPDG. Nesse caso, o E_{LWD} foi substituído pela razão p/δ_0 , também determinada no ensaio, evitando o uso de valores arbitrários de ν e f .

$$k_1 = 480 + 1040 \frac{p}{\delta_0} \quad (82)$$

$$k_2 = 1,0 - 0,9 \frac{p}{\delta_0} \quad (83)$$

$$k_3 = 3,7 + 2,8 \frac{p}{\delta_0} \quad (84)$$

Com:

p/δ_0 em kPa/ μm .

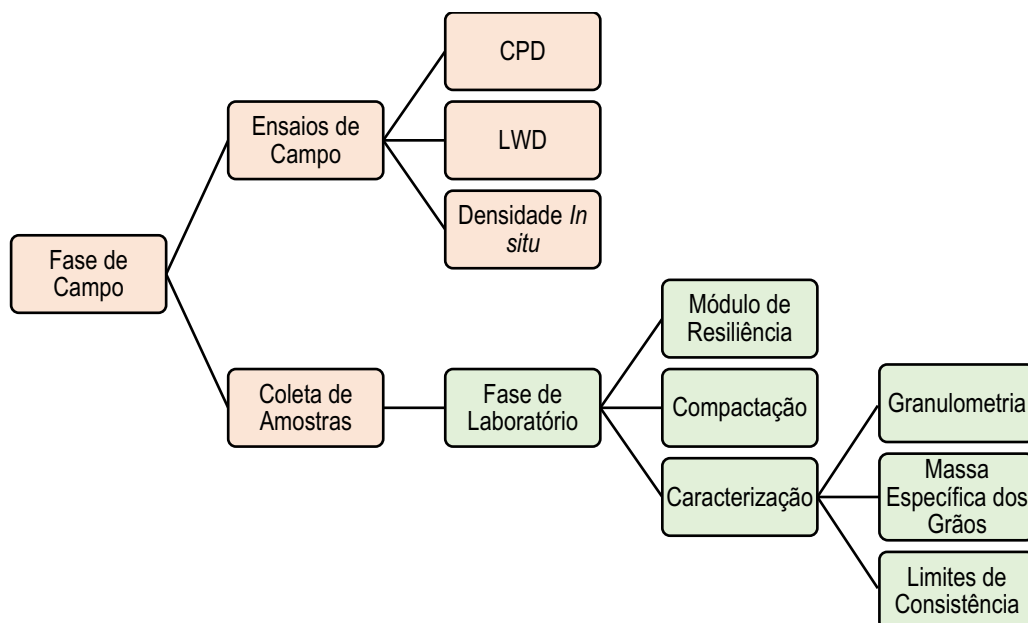
Essas expressões também foram validadas a partir dos resultados obtidos com o solo residual da região de Piedmont, na Carolina do Norte, e com dados determinados nos estudos anteriores de White, Thompson e Vennapusa (2007) e Mohammad *et al.* (2008). De modo geral, o desempenho obtido por essas equações foi expressivamente superior ao de todas as relações anteriores. Os valores obtidos de R^2 foram de 0,83 para o solo residual e 0,96 para os resultados dos estudos anteriores.

3. METODOLOGIA

Este capítulo apresenta uma descrição da metodologia e dos materiais empregados na elaboração do estudo experimental desenvolvido no presente trabalho, com vistas a realização dos objetivos estabelecidos no capítulo 1. Nesse sentido, a pesquisa seguiu com duas frentes de trabalho, correspondentes às fases de campo e laboratório, conforme exposto no Fluxograma da Figura 15. A etapa de campo consistiu na realização de ensaios de CPD e LWD em subleitos e camadas de sub-bases de trechos de vias urbanas da cidade de Campina Grande-PB. Essa fase também incluiu a coleta de amostras deformadas para a realização dos estudos em laboratório e a avaliação do estado físico dos materiais em campo, por meio dos parâmetros de massa específica aparente e umidade, determinados, respectivamente, a partir dos tradicionais métodos do frasco de areia e do aparelho *Speedy*.

Na fase de laboratório foram realizados os ensaios básicos de caracterização das amostras obtidas em campo (granulometria, limites de consistência e massa específica dos grãos), além dos ensaios de compactação, para determinação da umidade ótima e da massa específica aparente seca máxima desses materiais. Por fim, prosseguiu-se com os ensaios triaxiais de M_R , onde se avaliou a influência das variações de umidade pós-compactação no parâmetro, com o intuito de determinar valores correspondentes a um estado físico equivalente ao observado em campo durante a realização dos ensaios de CPD e LWD, possibilitando, desse modo, uma condição de paridade para determinação das correlações estudadas.

Figura 15 – Fluxograma geral de ensaios

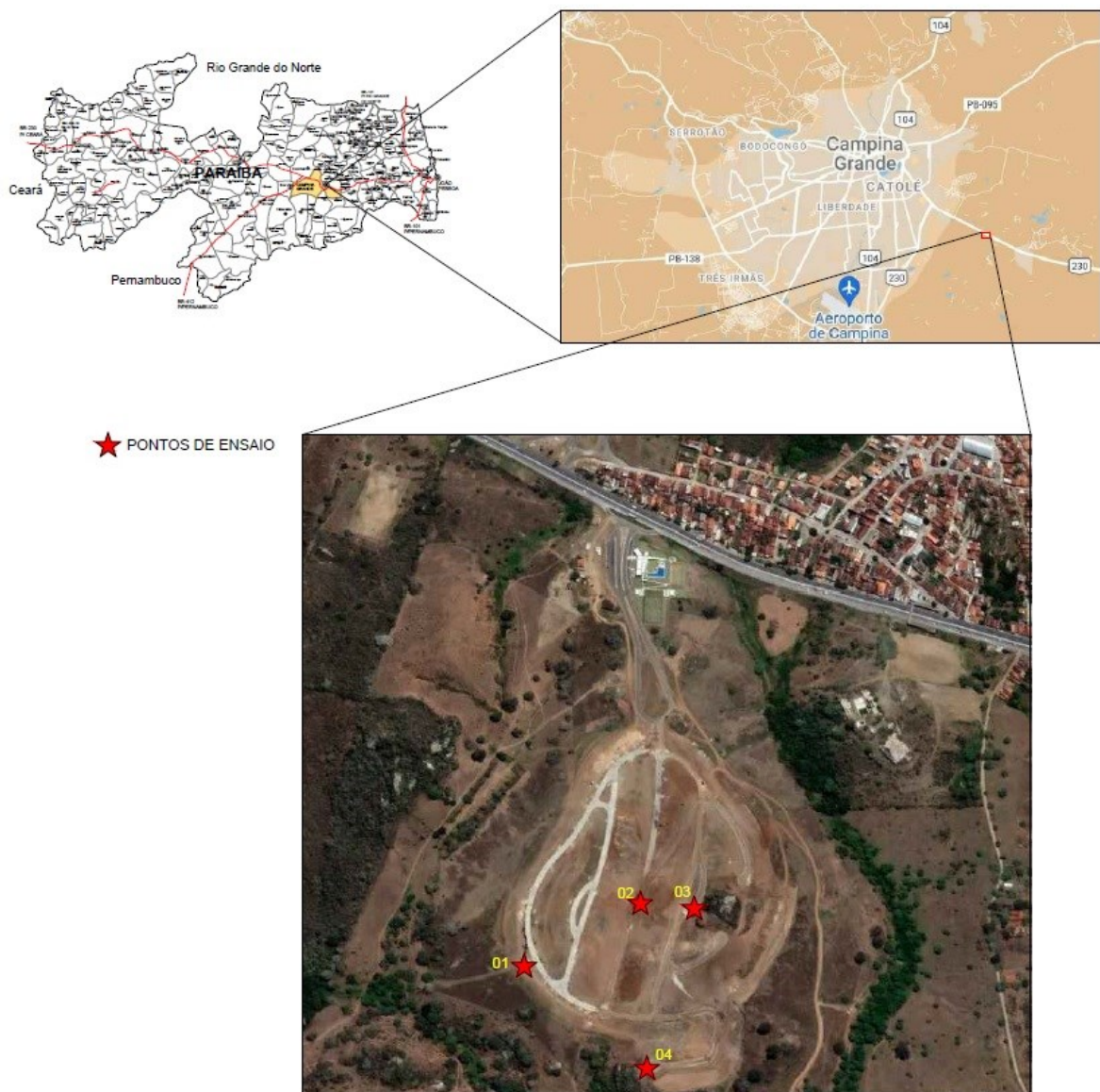


Fonte: Autor

3.1. ÁREA DE ESTUDO

A etapa de campo deste trabalho foi desenvolvida em duas áreas de estudo situadas no município de Campina Grande-PB. A primeira delas, apresentada na Figura 16, trata-se do condomínio residencial Teriva Campina Grande – Bela Vista, localizado a cerca de 7,0km do centro da cidade, às margens da rodovia BR-230, no trecho em direção à capital do estado. Os ensaios e coletas de amostras realizados nesse empreendimento ocorreram no período entre os meses dezembro de 2020 e setembro de 2021, durante as etapas de regularização do subleito e execução da camada de sub-bases de parte das vias do condomínio.

Figura 16 – Área de estudo 01



Fonte: Autor

Durante esse período, foram avaliados quatro pontos de ensaio, ao longo de diferentes vias do condomínio. Nesses pontos foi realizada a coleta de um total de seis amostras de solo, sendo dois exemplares de subleitos e quatro de camadas de sub-base. As amostras de subleito dessa área de teste recebem o sufixo “SL”, diferenciando-as das amostras de sub-base, para as quais se adotou o sufixo “SB” (Tabela 7). Nos pontos 2 e 3, foram avaliados tanto os materiais que constituem a sub-base como os do subleito, sendo coletada uma amostra para cada caso e, também, com a realização de uma única bateria de ensaios. Nos pontos 1 e 4, foram estudados apenas os materiais da sub-base, para os quais também foi coletada apenas uma amostra em cada caso.

A segunda área de estudo utilizada nesta pesquisa trata-se da zona urbana da cidade de Campina Grande. Nesse caso, foram selecionados dois pontos de ensaio em trechos de ruas não pavimentadas de baixo volume de tráfego, localizadas nas proximidades da região central da cidade (Figura 17). As ruas escolhidas foram a R. Auta Leite e R. Almeida Barreto, que estão inseridas, respectivamente, nos bairros da Prata e Santa Rosa. Em especial, essas localidades foram selecionadas, em primeiro ponto, por não estarem ainda pavimentadas, o que possibilitou a execução dos ensaios e a coleta de amostras de forma mais facilitada, sem a necessidade de se realizar, por exemplo, a abertura de poços de inspeção no revestimento, o que aumentaria, evidentemente, o custo e o tempo de realização da campanha de ensaio.

Tabela 7 – Localização dos pontos de ensaio e coleta de amostras

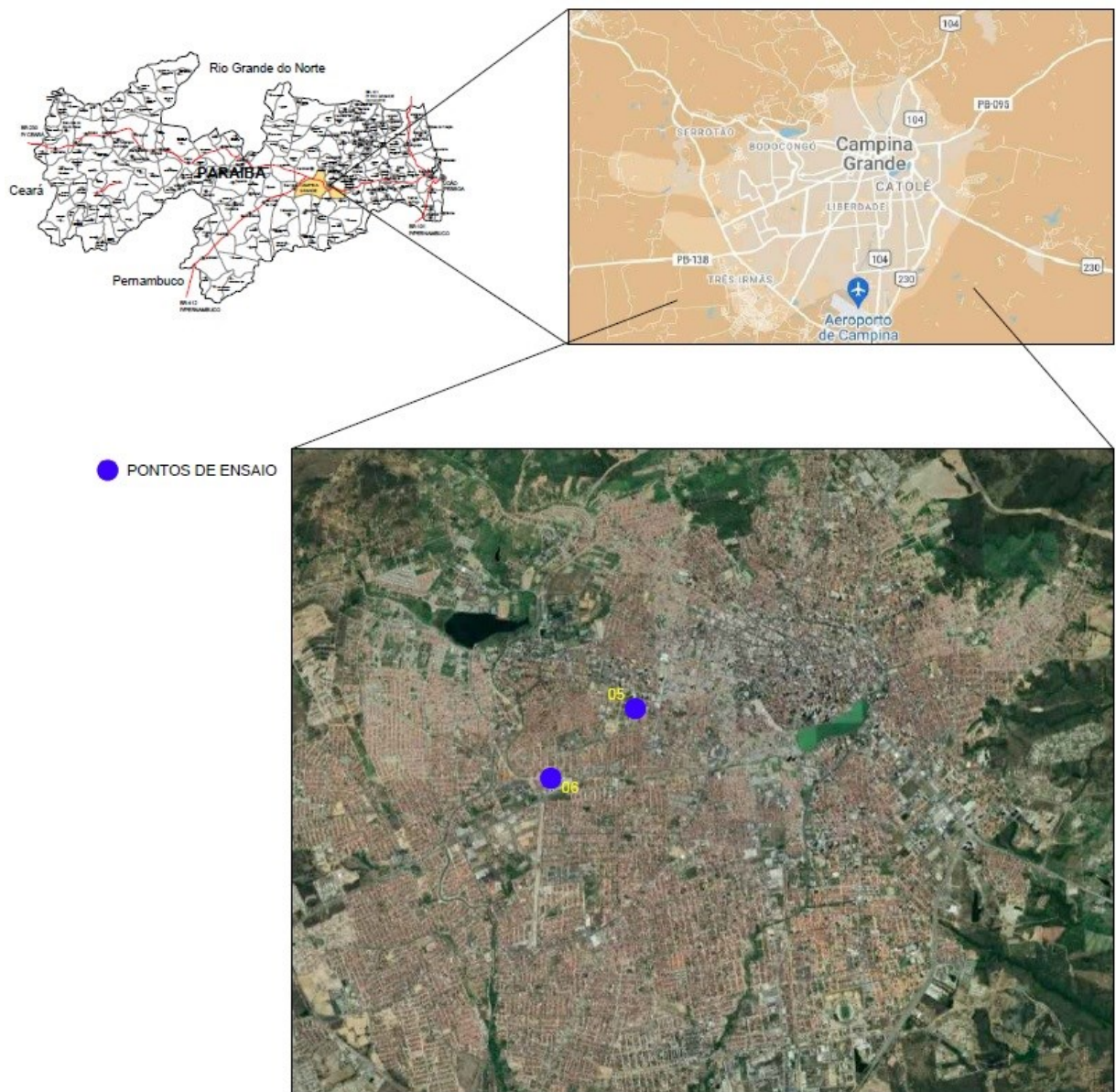
Área de Teste	Ponto de Ensaio	Amostra	Local	Coordenadas	
				Latitude	Longitude
1	1	R02-SB		7°15.416'S	35°50.490'W
	2	R04-SL		7°15.368'S	35°50.406'W
		R04-SB	Cond. Teriva Campina Grande – Bela Vista		
	3	A03-SL		7°15.372'S	35°50.364'W
		A03-SB			
2	4	R08-SB		7°15.488'S	35°50.398'W
	5	R-AL	Rua Auta Leite, Prata	7°13.379'S	35°54.030'W
	6	R-AB	Rua Almeida Barreto, Santa Rosa	7°13.773'S	35°54.558'W

Fonte: Autor

Não obstante, esses trechos deveriam ser suficientemente planos, de modo a garantir as condições adequadas para a realização do ensaio de LWD. Havia ainda a necessidade de que os seus subleitos fossem devidamente compactados, de modo a garantir uma certa paridade em termos de condições físicas com os materiais avaliados na primeira área de estudo, onde se

tinha um controle de compactação em todas as camadas do pavimento. O conhecimento prévio desses aspectos foi facilitado em vista do fato de que essas ruas já haviam sido utilizadas como trecho experimental em um estudo anterior, desenvolvido por Rodrigues (2017). A localização geográfica dos pontos de estudo da área 02, bem como a referência das amostras coletas, estão apresentadas na Tabela 7.

Figura 17 – Área de estudo 02



Fonte: Autor

3.2. PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS

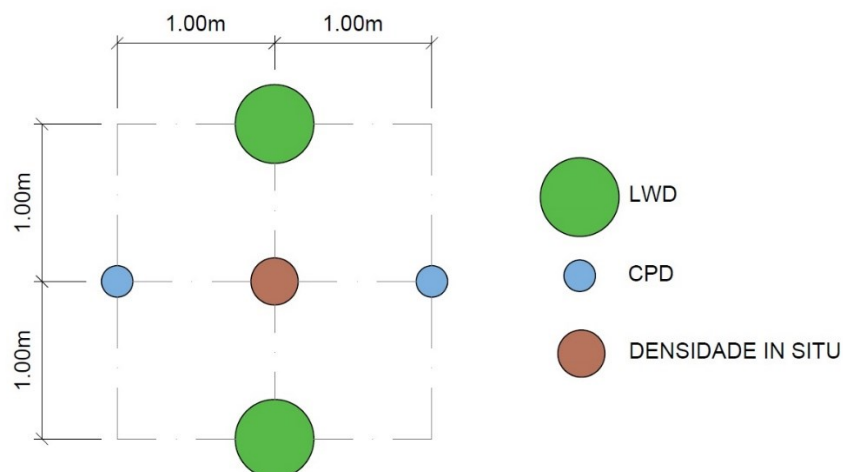
Os ensaios realizados durante a fase de campo, bem como na etapa de laboratório, seguiram, preferencialmente, as recomendações normativas definidas por órgãos técnicos nacionais, sendo esses: a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) e o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). Na falta de tais referências, como no caso, em específico, dos ensaios de CPD e LWD, foram adotados os procedimentos de reconhecimento internacional definidos pela *American Society for Testing and Materials* (ASTM). A seguir, são detalhados os ensaios desenvolvidos em cada uma das fases da pesquisa, pormenorizando seus principais detalhes técnicos e as referências normativas utilizadas.

3.2.1. Fase de Campo

3.2.1.1. Aspectos Gerais das Campanhas de Ensaio

A fase campo compreendeu a realização das coletas de amostras e dos ensaios de CPD, LWD e massa específica aparente *in situ*. De modo geral, as campanhas experimentais realizadas nos pontos definidos nas Figuras 16 e 17, bem como na Tabela 7, seguiram o layout esquemático representado na Figura 18, no entanto, com algumas particularidades em cada área de estudo.

Figura 18 – Layout esquemático dos ensaios *in situ*

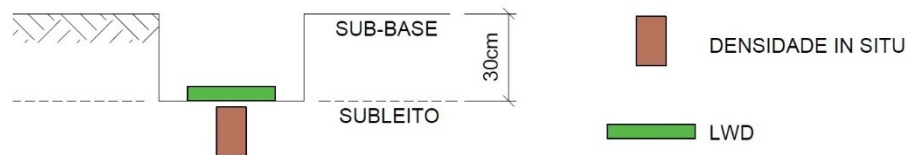


Fonte: Autor

Na área 01, todos os ensaios foram realizados apenas após a execução da camada de sub-base, de modo que o esquema de ensaios exemplificado na Figura 18 foi desenvolvido ao nível dessa camada. Dessa forma, para análise dos subleitos, em especial no caso dos ensaios de LWD e massa específica, foi necessário realizar a abertura de um poço de inspeção com

cerca de 30cm de profundidade e 40cm de lado, de modo que se alcançasse o topo do subleito regularizado. Devido às dificuldades associadas a esse processo e à interferência causada na obra, foi realizada a abertura de apenas um poço para cada trecho. Em todos os casos, o local de abertura do poço correspondia a um dos pontos onde foram realizados ensaios de LWD. Para cada ponto foi realizado um ensaio de LWD e um de massa específica, conforme ilustrado na Figura 19. Após a execução dos ensaios, procedia-se com o devido reaterro e compactação dos poços de inspeção.

Figura 19 – Layout do poço de inspeção para realização de ensaios no topo do subleito



Fonte: Autor

Com relação à coleta das amostras na área 01, destaca-se que, em todos os casos, foram extraídas amostras deformadas previamente à etapa de compactação, quando os materiais já se encontravam espalhados ao longo do trecho. A opção pelo uso de amostras deformadas se deu em virtude de alguns fatores de cunho técnico e prático. No caso específico dessa área de estudo, havia a necessidade de se causar o menor impacto possível à obra, o que, por exemplo, inviabilizava a extração de um bloco de solo indeformado em cada ponto de ensaio. Por outro lado, a utilização de amostradores de pequenas dimensões, como os do tipo *Shelby*, era dificultada em face da elevada rigidez dos materiais em questão. Desse modo, considerou-se adequado reconstituir as amostras em laboratório por meio de processos de compactação em condições similares às observadas em campo, o que será melhor descrito adiante.

Na área de estudo 02, uma vez que todos os trechos tratavam-se de vias desprovidas de pavimento, a realização do esquema de ensaios ilustrado na Figura 18 procedeu-se ao nível do leito da via. Diferente do caso anterior, as amostras dos subleitos desses trechos foram coletadas no mesmo dia da realização dos ensaios de campo. Essa etapa procedeu-se após a realização de toda a campanha de ensaios, com as amostras sendo extraídas ao longo de uma profundidade de 30cm, a partir de uma pequena vala aberta dentro do perímetro definido pelos pontos de ensaio.

3.2.1.2. Ensaio de CPD

A realização dos ensaios de CPD seguiu conforme os procedimentos estabelecidos na norma ASTM D6951/D6951M – 18. O equipamento utilizado nesta pesquisa, ilustrado pela Figura 20, constitui o modelo padrão definido na referida norma, com martelo de 8kg, altura de queda de 575mm e ponteira cônica com ângulo de 60°. No entanto, para a obtenção das medidas de penetração, optou-se pelo uso de uma régua não conectada ao aparelho, tendo em vista as observações de Melo Filho (2007¹³ *apud* COSTA, 2015), que constatou a ocorrência de um efeito de amortecimento dos impactos do martelo em decorrência da fixação da régua à haste inferior.

Figura 20 – Execução do ensaio de CPD



Fonte: Autor

Dessa forma, na fase inicial do ensaio, após o adequado posicionamento do aparelho e o nivelamento da ponteira cônica com a superfície da camada, procedia-se com a marcação de uma referência na haste, delimitando a profundidade máxima de penetração que se pretendia

¹³ MELO FILHO, Hermes Barbosa de. **Aplicação do cone de penetração dinâmica (CPD) como alternativa para fundações rasas**. 2007. 132 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2007.

para o ensaio. De modo geral, para garantir com certa folga o alcance de toda a extensão dos substratos avaliados, ajustava-se uma profundidade máxima de 800mm para os pontos da área 01 e 600mm para área 02. Assim, durante a execução do ensaio, media-se, a cada golpe, a altura dessa referência em relação ao nível do solo, com a penetração correspondente sendo calculada pela diferença entre duas leituras consecutivas. Tais procedimentos eram repetidos até o alcance da profundidade máxima pretendida, ou até que se verificasse a ocorrência de algum dos critérios de parada definidos pela norma (ver tópico 2.2.2).

3.2.1.3. Ensaio de LWD

Para esses ensaios foi utilizado um aparelho fabricado pela *ZORN Instruments*, modelo ZFG 3000. O equipamento em questão conta com um peso de queda de 15kg e placa de carga de 300mm de diâmetro, sendo calibrado para fornecer uma força de impacto de 10,605kN por golpe, que corresponde a uma pressão de contato uniforme de, aproximadamente, 150kPa. Um dispositivo em forma de caixa, conectado à placa de carga por meio de um cabo de transferência de dados, contém o software responsável pelo comando do ensaio e emissão dos resultados. A Figura 21 ilustra o posicionamento do equipamento antes do início do ensaio para ambos os casos onde o procedimento era realizado ao nível do terreno ou em uma vala de inspeção.

Figura 21 – Posicionamento do LWD antes do início do ensaio



a) Ensaio ao nível do terreno



b) Ensaio em uma vala de inspeção

A execução do ensaio seguiu os procedimentos estabelecidos na norma ASTM E2835-21, que trata da categoria de LWDs a qual pertencem os equipamentos fabricados pela *ZORN Instruments*, conforme comentado em 2.3.2. Além dessas especificações, seguiu-se também as instruções de comando fornecidas pela própria fabricante (*ZORN Instruments*, 2021). Antes do início do ensaio, procedia-se com o nivelamento da superfície, normalmente, executando alguns movimentos de rotação e arraste com a própria placa de carga, até que se verificasse um contato adequado entre a mesma e o terreno. De forma auxiliar, adicionava-se uma fina camada de areia sobre a área delimitada, com vistas a melhorar esse contato entre a placa e o terreno.

Com equipamento devidamente posicionado, realizou-se a conexão entre a placa de carga e o dispositivo de aquisição de dados. Após o dispositivo ligado, liberou-se a trava de segurança do peso de queda, permitindo que esse fosse levado até o final da haste guia, sendo, então, travado na posição de lançamento. A partir do nível de bolha localizado no punho de manuseio do equipamento, era realizado o nivelamento da haste de forma perpendicular à placa de carga. Cada golpe era realizado após a emissão de um sinal sonoro pelo dispositivo de aquisição. O peso era lançado de modo que, após a transmissão do impacto aos amortecedores e, por conseguinte, à placa de carga, efetuava-se o imediato recolhimento do mesmo à sua posição inicial. Aguarda-se a validação da leitura por meio da tela do dispositivo de aquisição, repetindo o golpe em caso de uma leitura inválida. No total, foram realizados seis golpes, sendo os primeiros três para o acomodamento do material (sem registro de leituras) e os golpes finais para determinação dos parâmetros de ensaio. Ao final do ensaio, os resultados foram armazenados e impressos diretamente pelo dispositivo de aquisição.

Embora o aparelho forneça resultados de maneira direta, esses são calculados considerando o substrato avaliado como um meio contínuo, sendo válidos, portanto, apenas quando há uma condição de homogeneidade dos materiais. Para o caso deste trabalho, os parâmetros do ensaio foram determinados considerando a profundidade de alcance das tensões geradas pelo aparelho (300mm a 600mm) e, portanto, a interação entre as características de deformabilidade de cada material nos resultados obtidos. Dessa forma, para os solos de subleito (R04-SL, A03-SL, R-AL e R-AB), considerou-se um substrato contínuo ao longo de toda a profundidade, de modo que as velocidades e deflexões médias medidas diretamente no ensaio fossem tratadas como representativas do solo avaliado. Assim, os valores de E_{LWD} foram calculados por meio da equação (73), assumindo-se uma pressão de contato constante de 150kPa e os valores de $f = \pi/2$ e $\nu = 0,212$ fixados pelo fabricante do aparelho utilizado.

Por outro lado, para o caso dos materiais de sub-base, era necessário considerar a influência da rigidez do subleito nos valores determinados pelo aparelho, posto que a espessura da camada (30cm) era inferior ao alcance máximo das tensões. Para tanto, utilizou-se, de forma simplificada, o princípio das espessuras equivalentes de Odemark (1949¹⁴ *apud* MEDINA; MOTTA, 2015). Assume-se para o caso em questão, um subleito semi-infinito de módulo E_2 e uma sub-base com espessura h_1 e módulo E_1 , ambos com coeficientes de Poisson iguais. O método proposto consistiu em transformar esse sistema de duas camadas em um meio homogêneo, onde a sub-base é substituída por uma espessura equivalente de subleito (h_e), de módulo E_2 , calculada conforme a expressão (85).

$$h_e = h_1 \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2}} \quad (85)$$

A deflexão total medida sobre o centro da placa de carga ($\delta_{0,0}$) corresponde a soma das deflexões resultantes da camada de sub-base e no subleito. Por meio do método proposto, o cálculo da deflexão no topo do subleito (δ_{0,h_e}) é feito diretamente pela aplicação da equação da equação (86), derivada da teoria da elasticidade, onde se considera um ponto situado à profundidade $z = h_e$ em um meio semi-infinito de módulo E_2 . A deflexão na sub-base é aproximada pelo uso da mesma equação, porém, nesse caso, considerando um meio de módulo E_1 e calculando a diferença entre as deflexões na superfície ($z = 0$) e na profundidade $z = h$. Uma vez que os valores de $\delta_{0,0}$ e E_2 eram determinados, respectivamente, pelos ensaios realizados ao nível da sub-base e do subleito (poço de inspeção), pode-se calcular o valor do módulo E_1 , referente ao material de sub-base, por meio de um processo iterativo. Para tanto, utilizou-se uma planilha do Microsoft Excel, onde arbitrava-se um valor inicial de E_1 , que era usado para uma primeira estimativa de $\delta_{0,0}$. O parâmetro E_1 era variado por meio da ferramenta *SOLVER*, até que as diferenças entre as deflexões medidas e estimadas tendesse a zero.

$$\delta_{0,z} = \frac{2pr(1-v^2)}{E} \left[\sqrt{1 + (z/r)^2} - (z/r) \right] \left[1 + \frac{z/r}{2(1-v)\sqrt{1 + (z/r)^2}} \right] \quad (86)$$

¹⁴ ODEMARK, N.. **Investigations as to the elastic properties of soils and design of pavements according to the theory of elasticity**. Stockholm: Statens Vaginstitut, 1949. (Meddelande 77).

3.2.1.4. Ensaio de Massa Específica Aparente *In Situ*

O método do frasco de areia, prescrito pela norma NBR 7185 (ABNT, 2016), foi utilizado na determinação da massa específica dos materiais em campo. A Figura 22 ilustra o procedimento executivo do ensaio, com abertura da cavidade (Figura 22a) e o preenchimento dessa com a areia de densidade conhecida (Figura 22b). O volume da cavidade era calculado pela relação entre a massa de areia na cavidade e a sua densidade ($1,30\text{g/cm}^3$). A massa de solo seco, por sua vez, foi obtida pela relação entre a massa úmida (extraída do furo) e a umidade do material. No presente estudo, a umidade foi determinada com auxílio do aparelho *Speedy*, conforme os procedimentos definidos na norma DNER-ME 052/94 (DNER, 1994).

Figura 22 – Execução do ensaio de massa específica aparente *in situ*



a) Abertura do furo



b) Preenchimento da cavidade com o frasco de areia

Fonte: Autor

3.2.2. Fase de Laboratório I – Caracterização e Ensaio de Compactação

A primeira etapa dos ensaios de laboratório compreendeu a caracterização física dos materiais por meio da determinação da distribuição granulométrica, dos limites de consistência e da massa específica dos grãos, possibilitando sua classificação com base nos sistemas SUCS e AASHTO. Essa etapa também incluiu a realização de ensaios de compactação, para obtenção da umidade ótima e da massa específica aparente máxima. Esses ensaios foram realizados nas instalações do Laboratório de Engenharia de Pavimentos (LEP), pertencente à Unidade

Acadêmica de Engenharia Civil (UAEC) do campus sede da Universidade Federal de Campina Grande (UFCG).

Após a realização de cada coleta, procedeu-se com o acondicionamento das amostras em sacos plásticos, que, em seguida, eram transportados às instalações do laboratório, onde era feito o seu armazenamento. Previamente à execução dos ensaios, era realizada a preparação das amostras seguindo a metodologia definida pela NBR 6457 (ABNT, 2016). Essa etapa incluía, de início, a distribuição das amostras em bandejas metálicas, onde elas eram submetidas à secagem ao ar até atingir a umidade higroscópica. Fazia-se, em seguida, o destorroamento do material por meio do uso do almofariz e da mão de grau, tomando-se o devido cuidado para não ocasionar a quebra dos grãos. Por fim, a preparação era concluída com o quarteamento das amostras, que era realizado nas próprias bandejas, de modo a separar quantidades suficientes e representativas para a realização de cada ensaio.

3.2.2.1. Ensaio de Granulometria

A distribuição granulométrica dos solos foi obtida de acordo com a metodologia de ensaio proposta pela NBR 7181 (ABNT, 2016), empregando-se as técnicas de peneiramento e sedimentação. O peneiramento corresponde à análise das frações de grãos com diâmetro superior a 0,075mm, ao passo que as partículas mais finas do solo (siltes e argilas) são avaliadas por meio da sedimentação. A análise por peneiramento foi realizada em duas etapas definidas como peneiramento grosso e fino. O peneiramento grosso era realizado para a fração da amostra retida na peneira #10 (2,0mm), com as peneiras de 50mm, 38mm, 25mm, 19mm, 9,5mm e 4,8mm (Figura 23a). Já o peneiramento fino era realizado para a fração retida na peneira #200 (0,075mm), com as peneiras de 1,2mm, 0,6mm, 0,42mm, 0,25mm, 0,15mm e 0,075mm (Figura 23b). Em face da indisponibilidade da peneira de 0,25mm no laboratório, essa foi substituída pela de 0,21mm.

Na análise por sedimentação, utilizou-se uma amostra de 120g do material passado na peneira #10. Após um período de imersão de 12h em solução defloculante de hexametáfosfato de sódio (45,7g de sal/1000ml), seguido por 15min de dispersão, a amostra era submetida à sedimentação em uma proveta graduada de 1000cm³ (Figura 24), onde faziam-se as leituras da densidade da solução nos instantes de 0,5min, 1min, 2min, 4min, 8min, 15min, 30min, 1h, 2h, 4h, 8h e 24h. Por meio da densidade, obtém-se de maneira indireta a porcentagem do material em suspensão e o seu respectivo diâmetro, que é definido com base na lei de Stokes.

Figura 23 – Conjuntos de peneiras usados no ensaio de granulometria



a) Da esquerda para direita: peneiras de 50mm, 38mm, 25mm, 19mm, 9,5mm e 4,8mm



b) Da esquerda para direita: peneiras de 1,2mm, 0,6mm, 0,42mm, 0,25mm, 0,15mm e 0,075mm

Fonte: Autor

Figura 24 – Procedimento de sedimentação



Fonte: Autor

3.2.2.2. Ensaio de Limites de Consistência

A determinação dos limites de consistência foi realizada empregando-se uma amostra de cerca de 200g de material passado na peneira #40 (0,42mm). Essa amostra foi dividida em duas porções iguais para a realização dos ensaios de limites de liquidez (*LL*) e plasticidade (*LP*). O limite de liquidez foi obtido com o auxílio do aparelho de Casagrande (Figura 25), seguindo

o método de ensaio estabelecido pela NBR 6459 (ABNT, 2016). Para cada material, eram realizadas, no mínimo, cinco determinações da umidade e do correspondente número de golpes onde se obtinha o fechamento da ranhura. Para os casos onde não se obtinha o fechamento da mesma com mais de 25 golpes ou quando a amostra não era suficiente trabalhável para que se pudesse efetuar a abertura, classificava-se o material como sem liquidez (NL). O ensaio de limite de plasticidade foi realizado de acordo com o método proposto na NBR 7180 (ABNT, 2016). No ensaio eram feitas, no mínimo, três determinações, cujos resultados, não poderiam diferir em mais de 5% da média. Na impossibilidade de se obter a formação do cilindro de solo, classificava-se o material como não plástico (NP).

Figura 25 – Aparelho de Casagrande e amostra para ensaio de limite de liquidez



Fonte: Autor

3.2.2.3. Ensaio de Massa Específica dos Grão de Solo

A massa específica dos grãos foi determinada pelo método do picnômetro, utilizando uma amostra da fração de solo passante na peneira com abertura de 4,8mm, conforme prescrito na NBR 6458 (ABNT, 2016). O ensaio foi realizado em duplicata, empregando-se parcelas iguais da amostra original de 500g. Para cada parcela de 250g, retirava-se 60g para a realização do ensaio, enquanto o restante era usado em três determinações da umidade. Considerava-se o ensaio válido quando a diferença entre os resultados de duas determinações não diferia em mais de 0,02g/cm³, com o valor final da massa específica sendo calculado pela média de duas determinações válidas. A Figura 26 ilustra uma das etapas de execução do ensaio, onde o picnômetro é submetido a vácuo de 88kPa por 15min.

Figura 26 – Picnômetro submetido a vácuo de 88kPa



Fonte: Autor

3.2.2.4. Ensaio de Compactação

A realização desses ensaios seguiu conforme a metodologia descrita pela NBR 7182 (ABNT, 2016), empregando-se o processo sem reuso de material com amostras secas até a umidade higroscópica. A adoção desse padrão de ensaio visou a obtenção de resultados mais próximos a realidade, evitando a ocorrência a descaracterização da granulometria do material, que tende a ocorrer, sobretudo em solos com pedregulhos, em virtude das sucessivas etapas de compactação que são procedidas durante o ensaio. Para todos os materiais foi utilizado no ensaio o cilíndrico grande, com diâmetro de 15,2cm e altura de 11,4cm, e o soquete com massa de 4,53kg e altura de queda de 457mm. Os materiais de subleito de ambas as áreas de estudo foram compactados na energia Normal, em cinco camadas, com a aplicação de 12 golpes a cada camada. Por sua vez, os materiais de sub-base da área 01 foram avaliados na energia Intermediária, com a compactação também em cinco camadas, porém, desferindo-se 26 golpes por camada. Tal diferenciação objetivou garantir a similaridade de condições entre os materiais compactados em campo e em laboratório.

3.2.3. Fase de Laboratório II – Determinação do M_R

O M_R dos solos analisados nesta pesquisa foi obtido em laboratório por meio do método tradicional do ensaio triaxial de carga repetida, empregando amostras de solo moldadas com grau de compactação próximo ao observado em campo, que foram, posteriormente, submetidas a variações de umidade. Essa metodologia foi adotada, primeiramente, em virtude da dificuldade de se extrair amostras indeformadas nos pontos de ensaio em campo. Não

obstante, uma vez que, em todos esses pontos, os materiais estudados foram encontrados com um grau de compactação próximo a 100%, foi possível simplificar o processo de laboratório, moldando corpos de prova diretamente na umidade ótima e massa específica máxima.

Por outro lado, como as campanhas de campo não eram realizadas imediatamente após a compactação das camadas, ocorria a variação da umidade em campo devido a ação climática. Em virtude da grande influência da umidade no comportamento resiliente dos solos, tratada em 2.1.2.4, buscou-se, então, simular esse efeito em laboratório, variando, também a umidade dos corpos de prova antes da realização dos ensaios triaxiais. Cada material foi avaliado em diferentes condições de umidade (ver 4.3.1), de modo que se pudesse obter uma tendência de comportamento do M_R em função desse fator, permitindo a determinação de um conjunto de valores representativos do estado físico dos solos observado em campo. A seguir, serão descritos os procedimentos empregados na preparação dessas amostras e na realização dos ensaios triaxiais.

3.2.3.1. Moldagem dos Corpos de Prova

Em todos os casos, os corpos de prova dos ensaios triaxiais foram moldados conforme preconiza a DNIT 134/2018-ME. As amostras de solo utilizadas no ensaio foram, previamente, preparadas empregando-se os mesmos procedimentos de secagem e destorroamento descritos em 3.2.2. Após essas etapas, separava-se para cada moldagem uma amostra de 4,0kg de material passante na peneira de 19,0mm. A quantidade de água a ser adicionada para a moldagem dos CPs era calculada com base na umidade ótima determinada no ensaio de compactação e na umidade higroscópica da amostra.

O material era disposto em uma bandeja metálica e misturado manualmente com a quantidade de água determinada para a correção da umidade da amostra. Devido a facilidade de homogeneização da maior parte dos materiais usados nesta pesquisa, era procedida, imediatamente, a etapa de moldagem dos CPs, sem a passagem da amostra por câmara úmida, conforme estabelece a norma do ensaio. Os CPs eram moldados por compactação dinâmica em um cilindro metálico tripartido com 10cm de diâmetro e 20cm de altura. A compactação foi realizada em 10 camadas com o auxílio do soquete de 4,54kg e altura de queda de 457mm, empregando-se a mesma energia usada no ensaio de compactação. Dessa forma, em cada camada, eram aplicados 5 golpes para as amostras de subleitos (energia Normal) e 10 golpes para os de sub-base (energia Intermediária).

Em cada moldagem, durante a compactação da quinta camada do CP, era coletada uma pequena porção do material restante na bandeja para determinação da umidade da amostra. Ao final da compactação da última camada, rasava-se CP, tomando-se o devido cuidado para garantir o adequado nivelamento de sua superfície superior, uma vez que tal aspecto é importante para que se ocorra uma correta transmissão de carga durante o ensaio triaxial, sendo definitivo para a qualidade da amostra. Em seguida, procedia-se com a extração do CP, afrouxando-se as braçadeiras e retirando, cuidadosamente, cada uma das três partes do molde, sem provocar perda de material ou quaisquer deformações no CP. Por fim, fazia-se a pesagem do CP, de modo que se pudesse determinar a sua massa específica aparente e o grau de compactação.

3.2.3.2. Processos de Variação de Umidade

Para se obter a relação entre o M_R e a umidade, foram realizados ensaios com CPs moldados na condição de umidade ótima e submetidos a diferentes variações de umidade por meio de processos de secagem e umedecimento, seguindo uma metodologia similar à adotada nos estudos de Perez-Garcia *et al.* (2016) e Freitas, Rezende e Gitirana Junior (2020). De acordo com essa abordagem, foram avaliados para cada solo: dois ou três CPs submetidos à secagem, um CP umedecido, além de outro na condição padrão de umidade ótima. Conforme realizado nesses estudos, aqui, também se optou por não definir os percentuais das variações de umidade, mas sim, o tempo ao qual o CP era submetido à variação de umidade, o que será explicado a seguir. Destaca-se que o maior número de amostras na condição seca foi adotado, à priori, devido a maior tendência de perda de umidade observada nos materiais em campo, que decorre das condições climáticas locais, com baixo regime pluviométrico e temperaturas oscilando entre 20°C a 30°C. Observa-se, também, que a realização dos ensaios triaxiais é facilitada nesses níveis de umidade em comparação as amostras umedecidas, que tendem a sofrer maiores deformações plásticas durante o processo.

Após a moldagem dos CPs, aqueles que se deseja avaliar em condições secas eram colocados em uma bancada do laboratório (Figura 27) por períodos de tempo 24h, 72h e 120h (esse último apenas quando se avaliavam três CPs nessas condições), de modo que a perda de umidade ocorria de forma lenta, por evaporação da água à temperatura ambiente. Além de simples, esse procedimento se aproxima do fenômeno que ocorre em campo, reduzindo a ocorrência de fissuras de retração que, possivelmente, se originariam com métodos mais rápidos de secagem, como, por exemplo, com o uso de uma estufa. Durante o processo de secagem, as variações de umidade eram determinadas pelo monitoramento gradual da massa dos CPs.

Findado o período determinado para a secagem, media-se a massa do CP para o cálculo da umidade e procedia-se com a realização imediata dos ensaios triaxiais, de forma similar aos CPs na condição de umidade ótima, que eram ensaiados logo após a sua moldagem.

Figura 27 – Corpos de prova do ensaio de M_R submetidos à secagem ao ar



Fonte: Autor

Para o umedecimento dos CPs, colocava-se um papel filtro em ambas as suas faces e, em seguida, posicionava-se o CP sobre uma pedra porosa, dentro de um recipiente contendo água até o nível de sua face inferior, acarretando em um processo de ascensão capilar. De modo a garantir uma maior uniformidade do umedecimento, colocava-se uma segunda pedra porosa sobre a sua face superior (Figura 28a) e, gradualmente, procedia-se com a injeção de pequenas quantidades de água com o auxílio de uma pisseta, mantendo, assim, essa pedra porosa sempre saturada, o que garantia a percolação constante de água sobre o material. Em média, o processo de umedecimento durava em torno de 1h a 2h, conforme se observava visualmente uma distribuição uniforme da água ao longo do CP.

O monitoramento da variação de umidade também era realizado por meio da pesagem do CP e, entre cada pesagem, o conjunto era mantido coberto com uma caixa de poliestireno expandido, revestida em seu interior com folhas de papel alumínio, de modo a evitar perdas de umidade por evaporação. Ao final do processo de umedecimento, os CPs eram revestidos com filme de PVC (Figura 28b), embalados em sacos plásticos identificados e colocados em câmara úmida por um período mínimo de 24h antes da realização do ensaio. Diferente do que se aplicou

nas outras condições de umidade, aqui, esse procedimento foi utilizado devido a uniformização menos eficiente que se obtinha com o umedecimento pela ação combinada da percolação e da ascensão capilar.

Figura 28 – Processo de umedecimento dos corpos de prova para o ensaio de M_R



a) Esquema de umedecimento

b) Corpo de prova revestido com filme de PVC

Fonte: Autor

3.2.3.3. Ensaio Triaxial de Carga Repetida

A determinação do M_R das amostras de solo foi realizada com o auxílio de uma prensa triaxial dinâmica pertencente às instalações do LEP-UFCG (Figura 29). O equipamento possui um sistema pneumático de carregamento, que é controlado digitalmente por meio do dispositivo SEEPAV 8200, fabricado pela empresa Doering & Brito - DBI Indústria de Equipamentos Eletrônicos LTDA. As cargas axiais aplicadas durante as sequências de carregamento do ensaio são monitoradas por uma célula de carga, modelo HBM S40AC3/1t, com capacidade máxima de 1 tonelada (10kN). Dois transdutores tipo LVDT, instalados no interior da câmara triaxial em lados diametralmente opostos do corpo de prova, medem os deslocamentos axiais sofridos ao nível do seu terço médio, possibilitando leituras de até 5mm com precisão de 0,001mm. Os dados do ensaio são processados pelo software do SEEPAV 8200, que possibilita o acompanhamento em tempo real das informações e a emissão automática do relatório com os resultados do ensaio.

Figura 29 – Prensa triaxial dinâmica do LEP-UFCG durante a realização do ensaio de M_R



Fonte: Autor

O ensaio foi realizado de acordo com as prescrições da norma DNIT 134/2018-ME, já previamente discutidas no tópico 2.1.1. Na fase de montagem do ensaio, realizou-se, de início, a preparação do CP, o qual era envolvido ao longo de toda a sua altura por uma membrana de borracha, com a função protege-lo contra a entrada do ar usado para o confinamento. Em seguida, procedeu-se com o posicionamento do CP sobre uma pedra porosa na base da câmara triaxial e, por fim, fazia-se a instalação dos LVDTs e o fechamento da câmara com um invólucro cilíndrico de policarbonato e a placa superior de vedação. Antes do início do processo de aplicação de cargas, realizava-se a verificação do sistema de aplicação de cargas e aquisição das medidas, de modo a garantir o seu perfeito funcionamento.

Para esta pesquisa, seguiu-se a diferenciação adotada pela norma entre os materiais de subleitos, bases e sub-bases, de modo que as amostras de subleito e sub-base oriundas das duas áreas de estudo foram avaliadas conforme os respectivos pares de tensões constantes na Tabela 1. A etapa de condicionamento também foi realizada de acordo com as prescrições da norma, com a aplicação de 500 ciclos de uma tensão confinante de 70kPa e tensão desvio de igual valor para os materiais e subleito, ao passo que as amostras de sub-base eram submetidas a outras

duas sequências de 500 ciclos com tensões confinantes de 70kPa e 105kPa e desvio de 210kPa e 315kPa, respectivamente.

Durante a fase de carregamento, foram aplicados 100 ciclos de carga para cada par de tensões adotado. O cálculo do valor do M_R foi realizado a partir das deformações resilientes medidas nos últimos cinco ciclos de cada sequência de carregamento. As tensões cíclicas foram aplicadas de forma semi-senoidal, com frequência de 1Hz, sendo 0,1s de duração do pulso de carga e 0,9s de repouso. Em todos os casos, o ensaio foi realizado sob condições drenadas, sendo interrompido caso as deformações plásticas ultrapassassem a 5% da altura do CP.

3.2.4. Tratamento Estatístico dos Dados Experimentais

A fase final desta pesquisa consistiu do tratamento estatístico dos dados experimentais obtidos a partir dos ensaios de campo e laboratório. Discutisse a seguir os procedimentos adotados para o ajuste dos valores de M_R aos modelos constitutivos clássicos e a subsequente determinação dos parâmetros de regressão representativos do estado físico dos materiais em campo, além dos critérios que nortearam o estabelecimento e a análise de qualidade das equações de correlação entre esses parâmetros e os resultados dos ensaios de CPD e LWD.

3.2.4.1. Ajuste dos Resultados do Ensaio de M_R aos Modelos Constitutivos que Incorporam a Influência do Estado de Tensões

Conforme discutido no tópico 2.1.3.1, a relação entre os valores de M_R obtidos a partir dos ensaios triaxiais de carga repetida e as variáveis do estado de tensões é definida por meio de modelos matemáticos, que permitem a incorporação dos resultados experimentais aos softwares de análise mecânica de pavimentos. A grande parte desses modelos adota equações não lineares, em especial, com funções do tipo potencial ($y = x^n$, onde n é uma constante). Dentre os modelos disponíveis na literatura e previamente apresentados no tópico supracitado, foram adotados oito para este estudo, os quais têm suas expressões dispostas na Tabela 8. Todas as equações foram definidas com suas variáveis normalizadas pela pressão atmosférica (p_a), o que é uma prática corrente na literatura internacional.

A variedade de equações visa uma análise devidamente apurada do comportamento individual de cada material e a definição do potencial de ajuste de cada modelo, dentre os quais, alguns (p. ex. 6 e 7) ainda são pouco usados no cenário nacional. Os modelos 1 a 3 definem o M_R em função de apenas uma variável do estado de tensões, caracterizando, portanto, comportamentos típicos de materiais “puramente” granulares ou coesivos. Embora a qualidade do ajuste estatístico obtido por meio dessas expressões tenda a ser a menor em comparação aos

modelos ditos como “compostos”, seu uso é ainda justificável, sobretudo, como objeto de análises preliminares. As outras cinco equações pertencem a essa segunda categoria de modelos resilientes e empregam, cada uma, duas variáveis e três parâmetros de regressão, o que possibilita uma resposta mais completa do comportamento resiliente dos solos em geral. O modelo 4 é o mais comumente adotado para solos brasileiros, enquanto o 5 e o 8 têm sido, tradicionalmente, empregados no âmbito internacional. Os modelos 6 e 7 são aqui incluídos de forma experimental, uma vez que, conforme apresentado em 2.1.3.1, eles propõem correções de cunho teórico às equações anteriores, no entanto, com um desempenho ainda pouco avaliado mesmo em estudos internacionais.

Tabela 8 – Modelos constitutivos adotados para o ajuste dos valores experimentais de M_R em função das variáveis do estado de tensões

Modelo	Equação	Variáveis	Parâmetros	Referência
1	$M_R = k_1 p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^{k_2}$	σ_3	k_1, k_2	Seed <i>et al.</i> (1967)
2	$M_R = k_1 p_a \left(\frac{\theta_b}{p_a} \right)^{k_2}$	θ_b	k_1, k_2	Seed <i>et al.</i> (1967)
3	$M_R = k_1 p_a \left(\frac{\sigma_d}{p_a} \right)^{k_2}$	σ_d	k_1, k_2	Svenson (1980)
4	$M_R = k_1 p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\sigma_d}{p_a} \right)^{k_3}$	σ_3, σ_d	k_1, k_2, k_3	Pezo <i>et al.</i> (1992)
5	$M_R = k_1 p_a \left(\frac{\theta_b}{p_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} \right)^{k_3}$	θ_b, τ_{oct}	k_1, k_2, k_3	Witczak e Uzan (1988)
6	$M_R = k_1 p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} + 1 \right)^{k_2} \left(\frac{\sigma_d}{p_a} + 1 \right)^{k_3}$	σ_3, σ_d	k_1, k_2, k_3	Hopkins <i>et al.</i> (2001)
7	$M_R = k_1 p_a \left(\frac{\theta_b}{p_a} + 1 \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{k_3}$	θ_b, τ_{oct}	k_1, k_2, k_3	Ooi, Archilla e Sandefur (2004)
8	$M_R = k_1 p_a \left(\frac{\theta_b}{p_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{k_3}$	θ_b, τ_{oct}	k_1, k_2, k_3	ARA, Inc. (2004)

Fonte: Autor

Uma vez que o presente estudo trata ainda da influência da umidade no comportamento resiliente dos materiais, os modelos supracitados foram aplicados de maneira individual ao conjunto de dados obtidos para cada amostra em sua respectiva condição de umidade. Esse tipo de abordagem permitiu avaliar as relações entre as variações de umidade e os parâmetros de regressão desses modelos, de modo a se determinar de maneira simplificada os valores representativos do estado físico observado em campo. O ajuste dos modelos ao conjunto de dados experimentais foi desenvolvido por meio do método dos mínimos quadrados, fazendo-se

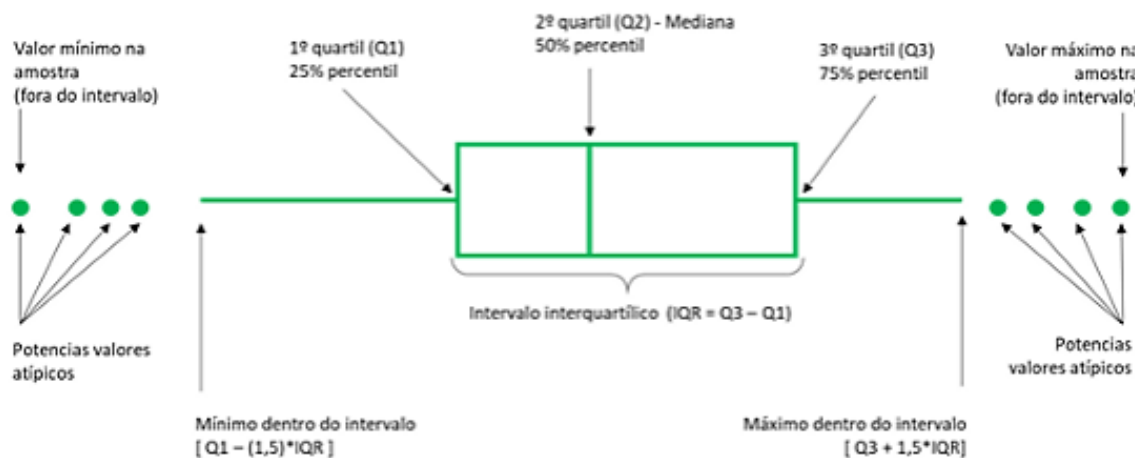
uso do software LAB Fit, de autoria dos professores Wilton Pereira da Silva e Cleide Maria D. P. S. E. Silva da Unidade Acadêmica de Física (UAF) da UFCG (SILVA; SILVA, 2021).

Previamente a realização das análises de regressão, procedeu-se com uma avaliação preliminar dos dados, empregando-se as técnicas tradicionais da estatística descritiva, com o cálculo das medidas de tendência central (média, moda e mediana) e de dispersão dos dados (variância, desvio padrão, coeficiente de variação e intervalo interquartilico). À priori, esse tipo de abordagem foi estabelecido com intuito de permitir uma visualização resumida e consistente do conjunto de dados obtido para cada amostra. Não obstante, objetivou-se ainda com maior importância a determinação e o tratamento de valores discrepantes (*outliers*) do conjunto de resultados experimentais. Em geral, valores muito elevados ou, em menor caso, muito baixos, de M_R podem ocorrer em virtude das limitações de precisão dos equipamentos de leitura das tensões e deformações do ensaio. Esses dados discrepantes, por mais que em pequeno número, podem afetar expressivamente o desempenho do modelo e a qualidade dos parâmetros definidos na análise de regressão, de modo que o seu devido tratamento ou, em certos casos, a exclusão do espaço amostral pode ser imprescindível para obtenção de resultados relevantes.

Nesse sentido, utilizou-se a análise de quartis, onde os dados são divididos em quatro subgrupos iguais a partir dos valores do primeiro, segundo e terceiro quartis. O primeiro quartil (Q_1) corresponde ao valor a partir do qual 25% dos dados são menores ou iguais a ele, ao passo que o segundo quartil (Q_2), equivalente à mediana, e o terceiro (Q_3) representam as frações de 50% e 75%, respectivamente. Da diferença entre os valores de Q_3 e Q_2 , obtém-se o intervalo interquartilico (IQR), por meio de onde se definem os limites superior e inferior do conjunto de dados, calculados, respectivamente, pela adição de 1,5 do IQR ao Q_3 e da subtração do mesmo valor ao Q_2 . Conforme ilustrado na Figura 30, denominada usualmente como gráfico *boxplot*, definem-se como *outliers* todos os valores fora do intervalo definido pelos limites superior e inferior.

Em face o número limitado de dados obtidos com o ensaio de M_R para cada amostra, optou-se pelo tratamento desses valores discrepantes ao invés de sua exclusão. Para tanto, procedeu-se com um processo simples, onde os *outliers* eram substituídos proporcionalmente a partir dos valores dos limites superior e inferior, respectivamente, em casos de valores máximos ou mínimos. Conforme essa abordagem, por exemplo, na ocorrência de um dado excedente ao limite superior, esse era substituído diretamente pelo valor do limite. Para a ocorrência de dois dados, procedia-se com uma interpolação linear dos valores, de modo a não alterar as tendências de comportamento observadas no ensaio.

Figura 30 – Estrutura de um gráfico de *boxplot*



Fonte: Plataforma Medium¹⁵

Procedida a etapa de tratamento dos dados e das análises de regressão, o diagnóstico a respeito da qualidade do ajuste estatístico obtido com cada um dos modelos definidos na Tabela 8 foi realizado a partir da comparação entre os valores de três parâmetros de avaliação estatística: o coeficiente de determinação (R^2), o R^2 ajustado (R^2_{ajust}) e a raiz do erro quadrático médio ($RMSE$). O R^2 pode ser definido como uma medida que expressa a proporção da variação de uma medida, ou variável dependente (nesse caso o M_R), que pode ser explicada pelo modelo de regressão adotado, sendo definido pela expressão (87). Esse parâmetro pode assumir valores entre 0 e 1, com a qualidade do ajuste sendo mais expressiva conforme o mesmo se aproxima da unidade. O R^2_{ajust} , por sua vez, apesar de possuir a mesma interpretação do R^2 , tem como vantagem na sua formulação, (88), permitir a comparação entre modelos que diferem entre o número de amostras ou parâmetros de regressão utilizados, uma vez que o valor padrão do R^2 sempre aumenta com a inclusão de mais variáveis ou com o aumento do espaço amostral. Por fim, o $RMSE$, (89), ao contrário dos outros dois avaliadores, apresenta uma unidade de medida, que é igual à da variável estudada. Esse parâmetro corresponde a uma medida do desvio médio entre os valores observados e preditos, de modo que a qualidade do modelo tende a ser melhor conforme seus valores são menores.

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2}{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2} \quad (87)$$

¹⁵ Disponível em: < <https://medium.com/data-hackers/violinplot-uma-arma-poderosa-e-elegante-para-an%C3%A1lise-de-dados-e83ba72da801>>. Acesso em: 13 jul. 2022.

$$R_{ajust}^2 = 1 - \frac{n-1}{n-k} (1 - R^2) \quad (88)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2}{n}} \quad (89)$$

Em que:

y_i : valor observado da variável dependente;

\hat{y}_i : valor previsto pelo modelo de regressão;

\bar{y} : média dos valores observados;

n : tamanho da amostra;

k : número de parâmetros do modelo de regressão.

3.2.4.2. Análise das Correlações entre os Resultados dos Ensaios de CPD e LWD e o M_R

Com a definição dos modelos resilientes mais adequados para a representação do comportamento dos solos estudados e o estabelecimento dos parâmetros correspondentes à condição física dos materiais em campo, pôde-se avaliar as correlações entre seus valores e os índices determinados a partir dos ensaios de CPD e o LWD. Dessa forma, a abordagem adotada para esta pesquisa foi a mesma utilizada por Mousavi, Gabr e Borden (2017, 2018), onde, ao invés de uma correlação direta entre esses índices e os valores de M_R correspondentes a um estado de tensões específico, propõe-se um sistema generalizado de correlações, que permitem prever o M_R para as diferentes condições de solicitações que podem ser estabelecidas em projeto.

A qualidade do ajuste das equações obtidas conforme essa metodologia foi definida com base nos valores correspondentes de R^2 e no teste F para a significância global sob um nível de significância $\alpha = 5\%$. Esse teste trata-se de uma abordagem formal para definir a existência, ou não, de um relacionamento estatisticamente significativo entre as duas variáveis, atribuindo como hipótese nula a ausência de regressão linear, ou seja, de que a reta definida pela equação obtida é paralela ao eixo x (RODRIGUES; IEMMA, 2014). A estatística de teste (F_{Calc}), definida pela equação (90), equivale a razão entre a soma dos quadrados devido a regressão e a soma dos quadrados dos resíduos, divididos pelos seus respectivos graus de liberdade, e assume uma distribuição F de Snedecor, com os graus de liberdade iguais aos de ambas as somas de quadrados. O ajuste do modelo é dito significativo quando o valor calculado

da estatística de teste supera o valor tabelado (F_{Tab}) da distribuição amostral para o nível de significância e graus de liberdade em questão.

$$F_{Calc} = \frac{SQReg}{SQRes/(n-2)} \quad (90)$$

Em que:

$SQReg = \sum_{i=1}^n (\hat{y}_i - \bar{y})^2$: soma dos quadrados da regressão;

$SQRes = \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2$: soma dos quadrados dos resíduos.

4. RESULTADOS

Ao longo deste capítulo, são discutidos os principais resultados obtidos a partir do estudo experimental desenvolvido neste trabalho, com ênfase na avaliação do comportamento resiliente dos materiais e no estabelecimento de correlações entre o M_R e os parâmetros dos ensaios de CPD e LWD. À priori, faz-se a apresentação da caracterização física dos materiais e das propriedades referentes à curva de compactação. Na sequência, são abordados os resultados dos ensaios de campo, onde é dada atenção à análise da variabilidade de cada método e das relações entre seus índices. Por fim, as últimas seções do capítulo trazem os resultados dos ensaios de M_R , as análises estatísticas para o estabelecimento das equações de correlação e a validação das mesmas por meio de resultados da literatura com solos similares.

4.1. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

4.1.1. Granulometria

As curvas granulométricas dos materiais avaliados são apresentadas na Figura 31. Na Tabela 9, encontra-se um resumo dos resultados do peneiramento, que serviram de referência para a classificação dos solos.

Figura 31 – Curvas granulométricas das amostras de solo

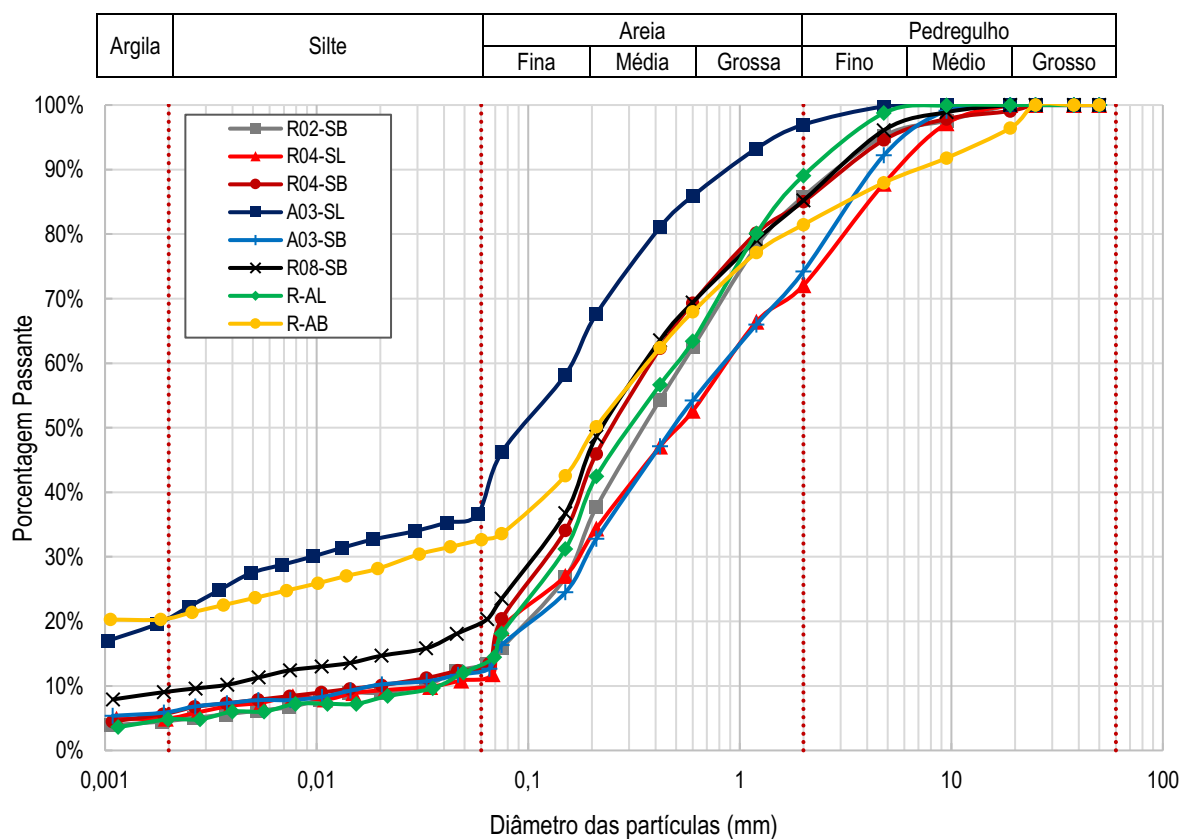


Tabela 9 – Resumo da análise granulométrica por peneiramento

Material	Porcentagem de material passante						
	1"	3/4"	3/8"	Nº4	Nº10	Nº40	Nº200
R02-SB	100,00	100,00	97,57	95,21	85,83	54,34	15,86
R04-SL	100,00	100,00	97,16	87,82	72,06	47,09	18,94
R04-SB	100,00	99,07	97,84	94,58	85,01	62,33	20,39
A03-SL	100,00	100,00	100,00	99,77	96,95	81,05	46,18
A03-SB	100,00	100,00	99,11	92,21	74,22	47,15	16,32
R08-SB	100,00	100,00	98,90	96,10	85,22	63,57	23,51
R-AL	100,00	100,00	99,95	98,75	89,05	56,65	18,11
R-AB	100,00	96,43	91,79	87,95	81,47	62,40	33,57

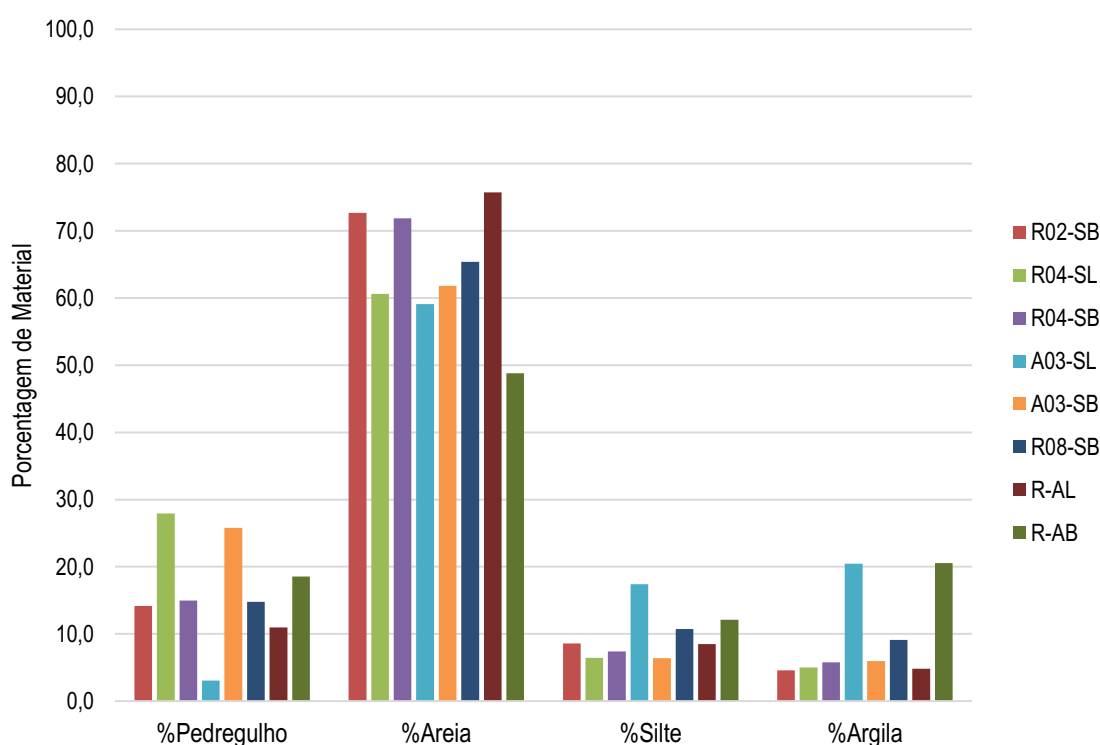
Fonte: Autor

A Figura 31 destaca a grande similaridade na composição granulométrica dos solos estudados, em especial, para os materiais R02-SB, R04-SL, R04-SB, A03-SB, R08-SB e R-AL, onde se evidencia a predominância de frações arenosas. Também se observa uma presença marcante de finos para esses solos, em especial, para o R08-SB, que, além de apresentar a maior porcentagem de grãos passantes na peneira #200 (23,51%), possui frações de silte e argila mais expressivas em relação às outras supracitadas. A respeito da parcela de pedregulhos na composição granulométrica dos solos, salienta-se a predominância das frações fina e média, com grãos menores que 20mm, o que é evidenciado na Tabela 9, de onde se observa que todas os materiais passam integralmente na peneira 1" (25,4mm) e apenas os solos R04-SB e R-AB apresentam uma pequena porcentagem de material retido na peneira 3/4" (19,0mm).

A maior diferença dentre os solos estudados está nos materiais A03-SL e R-AB, que possuem um caráter mais fino em relação aos demais. Embora se observe na Tabela 9 que o solo A03-SL apresenta uma maior porcentagem de grãos passantes na peneira #200, sua curva granulométrica demonstra que a maior parte dessas partículas se concentra nas frações de silte e areia fina. O solo R-AB, por sua vez, destaca-se pela elevada concentração de material pedregulhoso em contraponto a um alto teor de finos, o que pode ser justificado pelo aspecto mais variado de sua origem, dado que o mesmo foi extraído de uma via dentro do perímetro urbano da cidade e, portanto, pode, eventualmente, ter se formado pela mistura e compactação de materiais diversos.

A Figura 32 resume os aspectos citados a respeito da composição granulométrica dos solos estudados, ilustrando suas porcentagens de pedregulho, areia, silte e argila, de acordo com a classificação estabelecida pela NBR 6502 (ABNT, 2022). O gráfico evidencia a composição majoritariamente arenosa desses materiais. Com exceção exclusiva do solo R-AB, que possui uma, ainda expressiva, porém, menor presença dessa fração (48,82%), todos os materiais são constituídos por mais de 55% de areia, com os solos R02-SB, R04-SB e R-AL superando a faixa de 70%. As frações de pedregulho, silte e argila são menos expressivas no contexto geral, compreendendo, cada uma, entre 5% a 30% da composição total dos solos. Evidentemente, conforme já discutido, a maior ou menor proporção dessas frações particulariza o aspecto de cada solo, podendo, naturalmente, incorrer em diferenças expressivas em seu desempenho mecânico.

Figura 32 – Frações de pedregulho, areia, silte e argila para as amostras estudadas



Fonte: Autor

4.1.2. Massa Específica dos Grãos, Limites de Consistência e Classificação dos Solos

A Tabela 10 apresenta os resultados dos ensaios de massa específica dos grãos e limites de consistência, além de sua classificação com base nos critérios AASHTO e SUCS.

Tabela 10 – Massa específica dos grãos, limites de consistência e classificação dos materiais

Material	Massa Específica dos Grãos (g/cm ³)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Classificação	
					AASHTO	SUCS
R02-SB	2,85	25,34	NP	NP	A-2-4	SM
R04-SL	2,61	NL	NP	NP	A-1-b	SM
R04-SB	2,80	25,02	NP	NP	A-2-4	SM
A03-SL	2,73	24,62	20,09	4,53	A-4	SM-SC
A03-SB	2,76	26,78	NP	NP	A-1-b	SM
R08-SB	2,72	24,98	NP	NP	A-2-4	SM
R-AL	2,61	16,78	NP	NP	A-2-4	SM
R-AB	2,66	35,89	17,77	18,12	A-2-6	SC

Fonte: Autor

Com relação à massa específica dos grãos, percebe-se uma baixa amplitude de valores, os quais situam-se entre 2,61g/cm³ e 2,85g/cm³, com média de 2,72g/cm³. De acordo com Pinto (2006), a pequena variabilidade característica desse índice indica o seu menor potencial como parâmetro para classificação dos solos, embora seja essencial para o cálculo de outros índices determinantes do estado físico, como o grau de saturação e o índice de vazios. O autor cita um valor usual de 2,70g/cm³ como estimativa, o que equivale a média dos valores obtidos nesta pesquisa.

Os valores dos limites de consistência evidenciam o caráter não coesivo desses materiais, que é justificado pela preponderância de frações arenosas em sua composição, conforme observado no tópico anterior. Destaca-se a evidente relação entre esses índices e a quantidade de finos do material, tendo em vista que apenas os solos A03-SL e R-AB, que possuem a maior porcentagem de grãos passantes na peneira #200, apresentaram valores não nulos de limite de plasticidade. A maior plasticidade apresentada pelo material R-AB pode ainda ser associada ao fato dos seus finos serem constituídos majoritariamente por partículas argilosas, em contraposição ao material A03-SL, que possui parcelas expressivas de areia fina e silte.

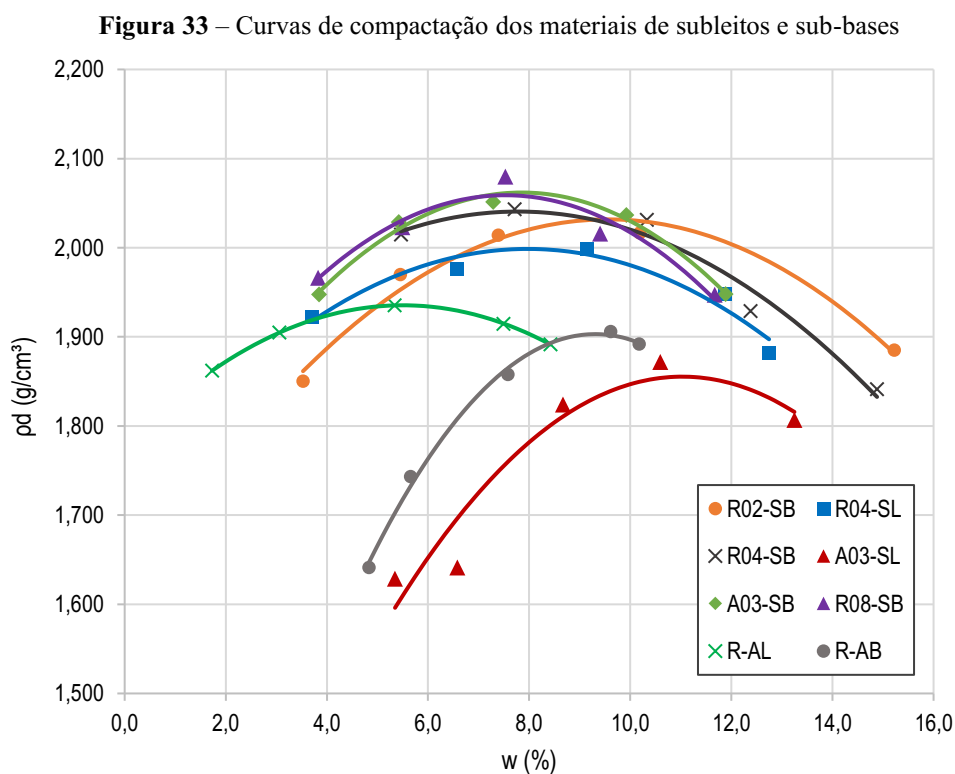
Por fim, a classificação dos solos resume as observações feitas até aqui com relação à granulometria e aos limites de consistência dos solos estudados. Com base no critério SUCS, todas os materiais são classificados como solos arenosos (S), o que já era esperado em face dos resultados apresentados na Figura 32. Devido à presença expressiva de finos não plásticos (>12%), a maior parte dos solos entraram na categoria de areias siltosas (SM), com exceção dos

materiais A03-SL e R-AB, classificados, respectivamente, como solos SM-SC e SC, em face de sua plasticidade conferida pela maior ou menor presença de partículas argilosas.

De acordo com o sistema AASHTO, a maior parte dos materiais entra no grupo dos solos granulares, cuja porcentagem de material passante na peneira #200 é inferior a 35% de sua composição. Nesse caso, observa-se, especialmente, a presença de materiais da classe A-2-4, que equivalem a areia siltosas, concordando com o que se observou na classificação SUCS. Por outro lado, o material A03-SL é aqui definido como um silte, recebendo a classificação A-4, ao passo que o solo R-AB é novamente definido como uma areia argilosa (A-2-6). De modo geral, destaca-se a similaridade desses materiais com os estudados em outras pesquisas na cidade de Campina Grande, a exemplo de Guedes (2008), Costa (2015) e Rodrigues (2017), fato este que evidencia a grande uniformidade dos solos observados nessa região, com maior ocorrência das classes SM e A-2-4.

4.1.3. Parâmetros do Ensaio de Compactação

As curvas de compactação determinadas para os materiais de subleitos e sub-bases, respectivamente, nas energias Normal e Intermediária, são ilustradas na Figura 33. O resumo dos parâmetros de umidade ótima e massa específica aparente seca máxima é apresentado na Tabela 11.



Fonte: Autor

Tabela 11 – Umidade ótima (w_{otm}) e massa específica aparente seca máxima ($\rho_{dm\acute{a}x}$) dos solos estudados

Material	Energia	w_{otm} (%)	$\rho_{dm\acute{a}x}$ (g/cm ³)
R02-SB	Intermediária	9,56	2,032
R04-SL	Normal	7,97	1,999
R04-SB	Intermediária	7,78	2,041
A03-SL	Normal	11,03	1,855
A03-SB	Intermediária	7,85	2,062
R08-SB	Intermediária	7,53	2,059
R-AL	Normal	5,50	1,935
R-AB	Normal	9,31	1,903

Fonte: Autor

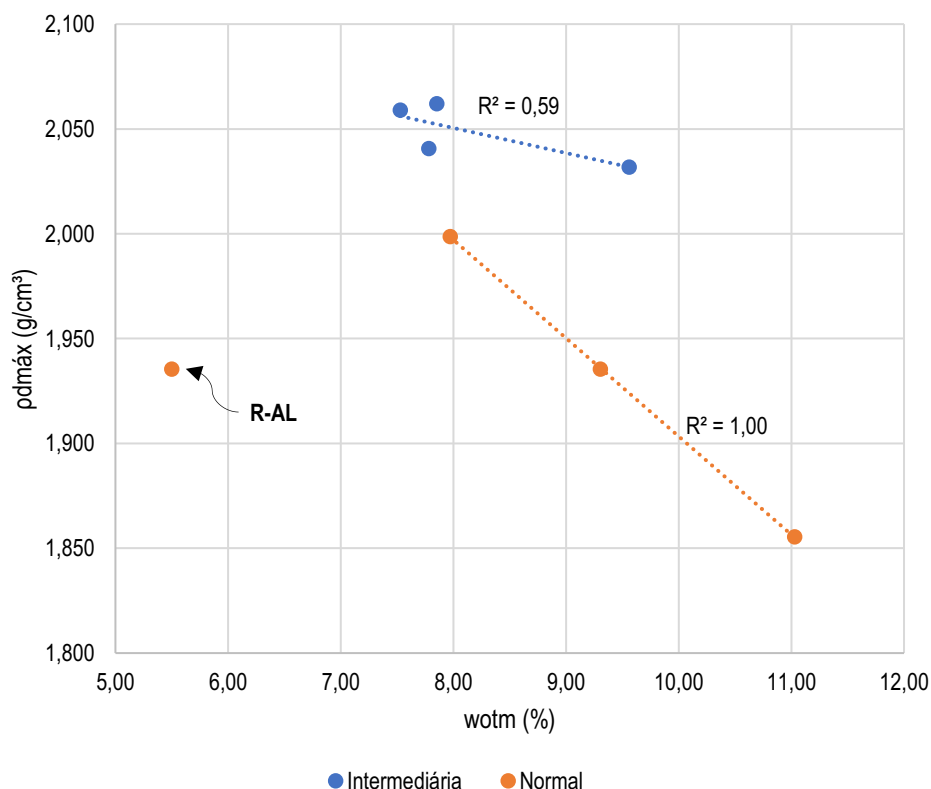
Em primeiro ponto, observa-se a evidente diferença entre as curvas de compactação para as energias normal e intermediária. De modo geral, há uma tendência clara de aumento da massa específica máxima e redução da umidade ótima em função do aumento da energia de compactação. Os materiais de sub-base R04-SB, A03-SB e R08-SB destacam-se por apresentarem curvas similares, quase que sobrepostas, com valores de umidade ótima próximos a 8,0% e as maiores massas específicas observadas, todas acima de 2,0g/cm³. No entanto, um padrão divergente é evidenciado pelo material R02-SB, que, embora tenha apresentado um valor elevado de massa específica (2,032g/cm³), destaca-se pela sua curva com forma mais achatada e sua umidade ótima mais elevada em relação aos demais solos de sub-base. Aparentemente, tal comportamento não é justificado com base na granulometria ou pelos índices de consistência. Poder-se-ia pressupor alguma relação com a massa específica dos grãos, já que o solo R02-SB apresentou um valor mais elevado em comparação aos demais (2,85g/cm³). É ainda possível que essas diferenças sejam decorrentes de aspectos ligados à mineralogia e a gênese desses solos, o que, no entanto, não fez parte do escopo desta pesquisa.

Para os materiais de subleito, compactados na energia normal, observou-se valores de massa específica máxima entre 1,855g/cm³ e 1,999g/cm³, com umidades ótimas variando de 5,50% a 11,03%. Resultados próximos a esses foram obtidos por Rodrigues (2017) em ensaios de compactação com solos areno-siltosos sob as mesmas condições de compactação. Conforme observado na Figura 33, os solos R04-SL e R-AL apresentaram um comportamento diferente

do observado nos solos A03-SL e R-AB, o qual é evidenciado pelos maiores valores de massa específica e a umidade ótima reduzida. Nesse caso, destaca-se uma associação direta com a granulometria e os limites de consistência, dado que os materiais R04-SL e R-AL apresentam porcentagens finos substancialmente inferiores às dos outros dois, que, por sua vez, caracterizam-se pela presença de frações argilosas plásticas, as quais tendem a aumentar a umidade ótima e reduzir a eficiência do processo de compactação.

As relações entre a massa específica aparente seca máxima, umidade ótima e a energia de compactação são também ilustradas na Figura 34. Observa-se uma clara tendência linear de redução da massa específica máxima em função do aumento da umidade ótima, bem como uma influência positiva do aumento da energia de compactação. Não obstante, também é destacado no gráfico o resultado do solo R-AL, que se comporta como um *outlier*, fugindo, portanto, do comportamento exibido pelos demais materiais, sobretudo, pelo seu reduzido valor de umidade ótima, que não corresponde a uma massa específica proporcionalmente maior. Embora não haja uma justificativa exata para esse resultado, pode-se pressupor que ele seja decorrente de fatores inerentes a natureza e a mineralogia desse material.

Figura 34 – Relação entre a massa específica aparente seca máxima e a umidade ótima dos solos estudados



Fonte: Autor

4.2. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CAMPO

4.2.1. Umidade e Massa Específica Aparente *In Situ*

Os parâmetros de umidade e massa específica, obtidos em campo, respectivamente, pelo emprego do aparelho *Speedy* e do frasco de areia, são exibidos na Tabela 12, que também aborda as informações referentes ao grau de compactação dos materiais e a variação da umidade em relação ao valor ótimo determinado pelo ensaio de compactação.

Tabela 12 – Valores de umidade e massa específica aparente seca correspondentes à condição de campo

Material	w_{is} (%)	ρ_{dis} (g/cm ³)	$w_{is} - w_{otm}$ (%)	w_{is}/w_{otm}	GC (%)
R02-SB	9,30	1,958	-0,26	0,97	96
R04-SL	6,40	1,889	-1,57	0,80	95
R04-SB	6,90	2,066	-0,88	0,89	101
A03-SL	6,90	1,880	-4,13	0,63	101
A03-SB	6,40	1,929	-1,45	0,81	94
R08-SB	2,42	1,943	-5,11	0,32	94
R-AL	2,30	2,041	-3,20	0,42	105
R-AB	3,10	1,859	-6,21	0,33	98

Nota: w_{is} : umidade *in situ*; ρ_{dis} : massa específica aparente seca *in situ*; GC: grau de compactação.

Fonte: Autor

De início, destaca-se que, em todos casos, as umidades medidas em campo estiveram abaixo do valor ótimo determinado em laboratório pelo ensaio de compactação. Em alguns casos, as variações observadas foram pequenas, como nos materiais R02-SB e R04-SB, ao passo que outros solos já se encontravam demasiado secos (p. ex. R08-SB e R-AB). Conforme exposto no capítulo 3, tais observações decorrem das variações de umidade que ocorreram entre o período de preparação das camadas e a realização dos ensaios. A ocorrência generalizada de variações negativas é, por sua vez, associada às condições climáticas locais, onde predominam elevadas temperaturas e uma baixa pluviosidade, além do caráter preponderantemente arenoso dos solos em questão, que propicia melhores condições de drenagem e uma menor retenção de água.

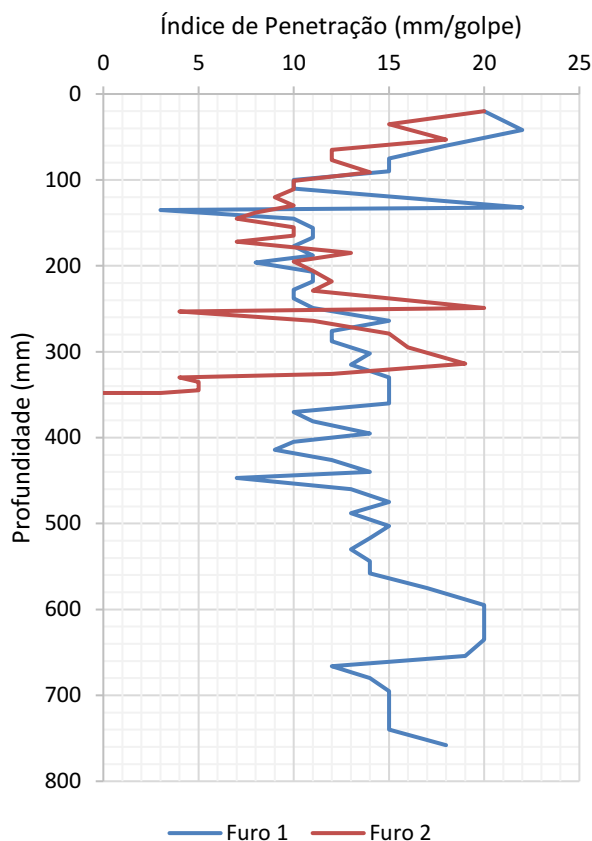
Com relação ao grau de compactação, observa-se que, de modo geral, os valores medidos *in situ* estiveram acima do limite mínimo de 95% recomendado pelas especificações

brasileiras de pavimentação (DNIT, 2006), bem como, são próximos ao valor ideal de 100%. Salienta-se que, embora tenham ocorrido resultados ligeiramente inferiores, com $GC = 94\%$ (A03-SB e R08-SB), é presumível que os mesmos não sejam, propriamente, resultantes de deficiências generalizadas no processo de compactação dos trechos avaliados, mas sim, de pequenas falhas pontuais na execução, ou mesmo, do acúmulo de incertezas associadas aos parâmetros obtidos em campo e em laboratório.

Essas observações foram fundamentais para a determinação do processo de moldagem dos corpos de prova para os ensaios de M_R . Por um lado, considerou-se adequado preparar as amostras na condição de umidade ótima e massa específica máxima; à priori, pela proximidade entre os valores de ρ_{dis} e $\rho_{dmáx}$, mas também, devido às inerentes dificuldades em se prever e simular corretamente os mecanismos que conduziram às variações de massa específica medidas em campo. Não obstante, cabe destacar que a influência desse parâmetro nas propriedades resilientes de solos e agregados tende a ser afetada por outros fatores, além de ser menos expressiva em comparação ao efeito da umidade e do estado de tensões. Por fim, a maior magnitude das variações de umidade e a sua também maior relevância no valor do M_R fizeram com que fosse necessário submeter alguns corpos de prova a processos de secagem e umedecimento, simulando, assim, os efeitos climáticos ocorridos em campo e possibilitando a determinação do M_R em condições comparáveis aos parâmetros dos ensaios de CPD e LWD.

4.2.2. Diagramas Estruturais e Índice de Penetração Médio do Ensaio CPD

Inicialmente, faz-se a apresentação dos resultados a partir dos Diagramas Estruturais obtidos para cada ponto de ensaio, de modo a permitir uma análise mais detalhada dos materiais estudados e da própria variabilidade inerente ao método. Na Figura 35 são ilustrados os diagramas correspondentes aos dois furos realizados para o solo de sub-base R02-SB. Como se pode observar, ao longo da camada de sub-base (30cm) não ocorrem diferenças expressivas entre os resultados obtidos nos dois furos de ensaio. Há, evidentemente, uma oscilação entre os picos de DN máximo e mínimo em cada caso, no entanto, seguindo uma mesma tendência de comportamento, que indica uma melhor compactação na região central da camada (entre 10cm e 20cm de profundidade) e valores médios de DN entre 10mm/golpe e 15mm/golpe. Destaca-se ainda a interrupção do ensaio no furo C nos primeiros 5cm do subleito, que decorreu da ocorrência de pedregulhos no material, o que evidencia um dos principais aspectos limitantes do aparelho.

Figura 35 – Diagramas Estruturais correspondentes ao solo R02-SB

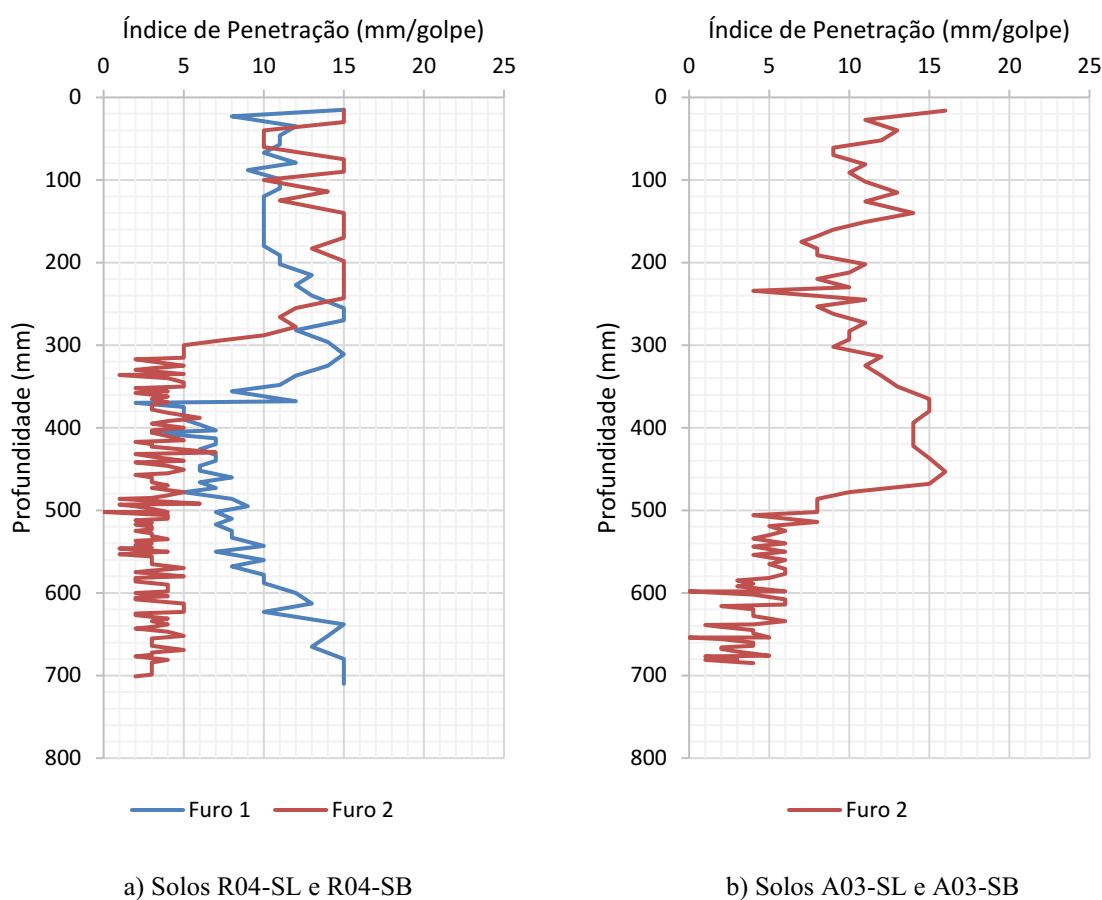
Fonte: Autor

A Figura 36 apresenta os resultados obtidos nos pontos onde foram avaliados ambos os materiais de subleito e sub-base, sendo, na Figura 36a, os solos R04-SL e R04-SB e, na Figura 36b, os solos A03-SL e A03-SB. Observa-se que, para o segundo caso, não foi possível efetuar os dois ensaios previstos, haja vista a ocorrência de danos nas hastes do equipamento ao final da execução do primeiro furo. Da Figura 36a, nota-se uma similaridade entre os valores de DN medidos ao longo da camada de sub-base, tal qual se observou para o solo R02-SB, novamente com valores médios entre 10mm/golpe e 15mm/golpe. Do furo 2 apresentado nessa mesma figura, percebe-se, também, com clareza, a transição entre a sub-base e o subleito à profundidade de 30cm.

Ainda com relação à Figura 36a, observa-se para o subleito R04-SL que os dois ensaios resultaram em valores de DN muito divergentes entre si, tanto em termos de magnitude, como na própria tendência de comportamento. No furo 1, ocorreu um aumento do DN ao longo da profundidade do subleito, o que, de certa forma, poderia indicar a redução da influência do processo de compactação e a perda de rigidez do material. Em contrapartida, o furo 2 demonstra uma uniformidade desse parâmetro em todo o substrato, com valores, inclusive, menores do

que os obtidos para a sub-base. Presume-se que a divergência entre os dois resultados esteja associada ao caráter mais variado dos materiais de subleito, sobretudo, em comparação às sub-bases, que são formadas por solos extraídos de jazidas pré-definidas e, em geral, com propriedades mais uniformes. Por outro lado, os valores reduzidos de DN no subleito podem ser associados à maior presença de pedregulhos ou, também, ao efeito do confinamento nas hastes do equipamento, que aumenta com a profundidade.

Figura 36 – Diagramas Estruturais correspondentes aos solos R04-SL, R04-SB, A03-SL e A03-SB



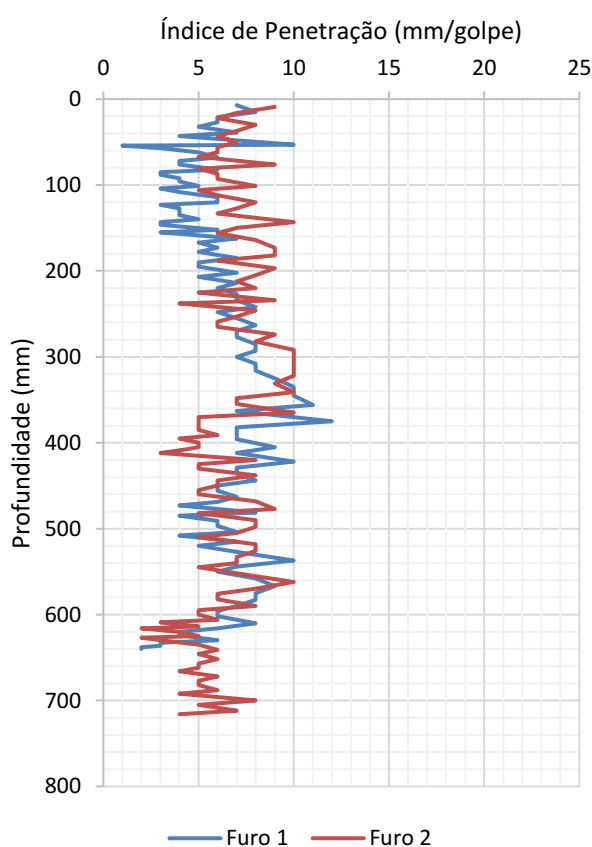
Fonte: Autor

Para a Figura 36b, percebe-se uma certa constância dos valores de DN ao longo de toda a sub-base, com média em torno de 10mm/golpe. O subleito, por sua vez, apresenta um aumento desse índice de penetração nos 20cm iniciais, também seguindo uma tendência de uniformidade. A partir da profundidade de 50cm, o material se apresentou mais rígido, o que é indicado pelos valores reduzidos de DN , da faixa de 3mm/golpe. Nesse caso, considerando as observações visuais realizadas em campo, pressupõe-se que o subleito compactado ocorre apenas nesses primeiros 20cm. Após esse trecho, o material se comporta de forma mais rígida devido a uma espécie de cimentação natural, caracterizada pela formação de grandes torrões de

solo. Essa característica do solo A03-SL foi evidenciada tanto em campo, durante a escavação do material, como durante a realização dos ensaios de laboratório, onde o processo de destorroamento era, claramente, mais dificultado em comparação ao dos demais materiais.

Os diagramas correspondentes ao material R08-SB são apresentados na Figura 37. Por se tratar de um trecho em aterro, há, conforme se esperaria, uma grande uniformidade dos resultados para os dois furos de ensaio ao longo de toda a camada de sub-base e, também, no subleito. Para o caso, em especial, da sub-base, de onde se extraiu a amostra em questão, observa-se que o furo 1 resultou em valores médios de DN relativamente menores aos obtidos pelo furo 2. Em comparação aos resultados dos outros materiais, observam-se valores reduzidos do índice de penetração, os quais podem estar associados ao aumento da rigidez decorrente da menor umidade desse material, conforme visto na Tabela 12. A influência da ocorrência de pedregulhos é, por outro lado, um argumento inconsistente para essa situação, haja vista que o material R08-SB apresenta uma granulometria mais fina em comparação aos demais solos de sub-base.

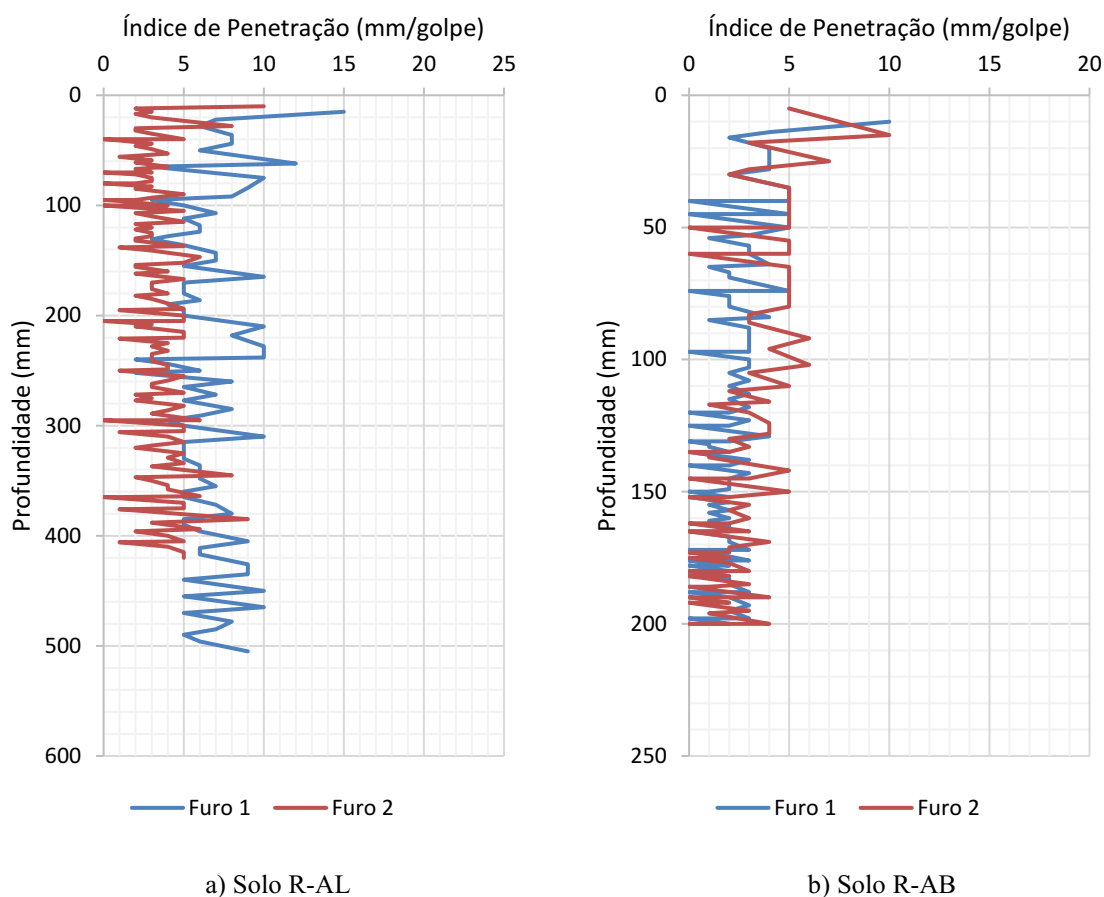
Figura 37 – Diagramas Estruturais correspondentes ao solo R08-SB



Fonte: Autor

Por fim, os diagramas referentes aos dois materiais avaliados na área 02 são apresentados na Figura 38. Para o caso do subleito R-AL (Figura 38a), há, notadamente, uma grande uniformidade dos valores de DN ao longo da profundidade do substrato, no entanto, com uma, também notável, diferença entre as médias de cada furo. Para o material R-AB (Figura 38b), o comportamento dos resultados obtidos com os dois furos foi similar, tanto em termos de magnitude do índice, como em uniformidade. A elevada resistência à penetração desses materiais pode ser associada ao ganho de rigidez em virtude de sua umidade reduzida, como visto no caso anterior, mas também devido ao efeito favorável da compactação ocasionada pela passagem de veículos, já que esses pontos de ensaio se situavam em vias já em uso na cidade.

Figura 38 – Diagramas Estruturais correspondentes aos solos R-AL e R-AB



Fonte: Autor

O resumo dos resultados discutidos até aqui é ilustrado na Tabela 13, que apresenta os valores médios de DN obtidos nos dois furos de ensaio para cada solo estudado. Nesse caso, considerou-se uma profundidade de alcance de 300mm em cada material, de modo que as sub-bases da área 01 foram avaliadas para os valores de DN medidos do nível 0mm (superfície) ao

nível -300mm, enquanto que, em seus respectivos subleitos, partiu-se dessa profundidade até o nível -600mm. Os subleitos da área 02 foram avaliados de forma similar às sub-bases da área 01.

Tabela 13 – Valores médios do índice de penetração para cada furo ensaio de CPD

Material	Profundidade (mm)	Furo 1		Furo 2	
		Espessura (mm)	DN (mm/golpe)	Espessura (mm)	DN (mm/golpe)
R02-SB	0-300	288	12,5	295	11,8
R04-SL	300-600	289	7,8	300	3,3
R04-SB	0-300	296	11,4	300	12,5
A03-SL	300-600	ND	ND	296	8,2
A03-SB	300-600	ND	ND	293	10,1
R08-SB	0-300	300	5,5	292	7,1
R-AL	0-300	300	6,4	300	3,0
R-AB	0-300	200	2,0	200	2,7

Fonte: Autor

Se observa na Tabela 13 que, nem sempre, os resultados do ensaio eram obtidos ao longo de toda a profundidade predefinida. Para o caso do furo B no material R02-SB, por exemplo, são considerados no cálculo da média os valores de DN determinados ao longo de uma espessura de 288mm (0 a -288mm), haja vista que, a partir dessa profundidade, o golpe subsequente resultou em uma penetração de 14mm, que transpassou a espessura da sub-base. Já no caso do solo R-AB, o ensaio só pôde ser realizado até a profundidade de 200mm devido a impenetrabilidade da ponteira a partir desse ponto.

Com base nos valores médios de cada furo e nas respectivas espessuras de alcance, foi calculado um índice de penetração médio característico do material ($DN_{méd}$) por meio da média ponderada dos dois resultados. Os valores de $DN_{méd}$, bem como os seus respectivos desvios padrão e coeficientes de variação (CV) são apresentados na Tabela 14. De modo geral, percebe-se o que já foi salientado previamente com a análise dos diagramas estruturais. A maior parte dos solos de sub-base apresentam $DN_{méd}$ superiores aos determinados para os subleitos, o que pode estar associado ao efeito do confinamento nas hastes e, em alguns casos, à presença de pedregulhos no material. Em contrapartida, observa-se uma maior variabilidade dos resultados

obtidos para os subleitos, que é destacada pelos valores elevados de CV , em especial para os solos R04-SL e R-AL.

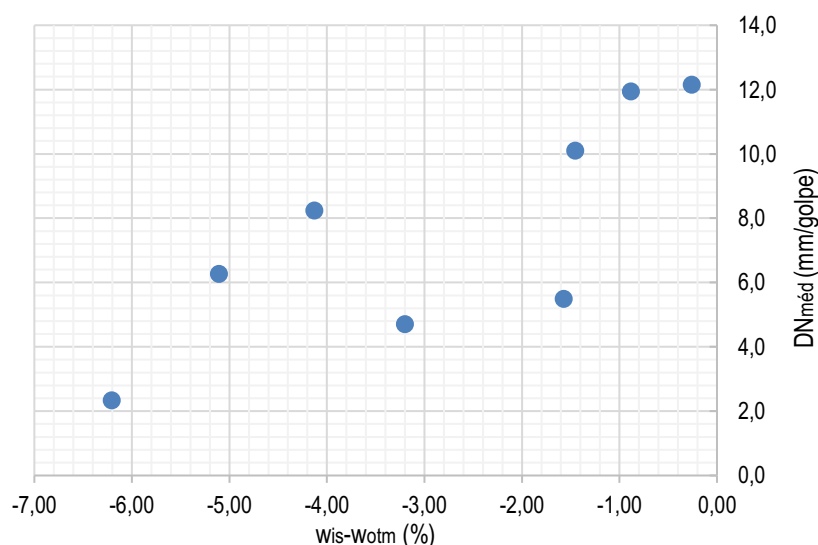
Tabela 14 – Valores de $DN_{méd}$ para as amostras de solo avaliadas em campo

Material	$DN_{méd}$ (mm/golpe)	Desvio Padrão (mm/golpe)	CV (%)
R02-SB	12,2	0,4	3,0
R04-SL	5,5	2,3	41,1
R04-SB	11,9	0,6	4,7
A03-SL	8,2	ND	ND
A03-SB	10,1	ND	ND
R08-SB	6,3	0,8	13,3
R-AL	4,7	1,7	35,6
R-AB	2,3	0,3	13,8

Fonte: Autor

Destaca-se que os materiais com menor umidade, por sua vez, resultaram em menores índices de penetração médios, o que pode ser melhor visualizado por meio da Figura 39, que compara os valores de $DN_{méd}$ da Tabela 14 com os desvios absolutos de umidade ($w_{is} - w_{otm}$) apresentados na Tabela 12. Essas observações indicam de forma clara a influência da umidade dos resultados do ensaio, corroborando com as conclusões apresentados anteriormente por Berti (2005) e Guedes (2008)

Figura 39 – Variação dos valores de $DN_{méd}$ em função da umidade *in situ*



Fonte: Autor

4.2.3. Parâmetros de Deformabilidade do Ensaio LWD

Os valores do módulo de deformabilidade dinâmico (E_{LWD}), da razão p/δ_0 e do grau de compatibilidade (δ_0/v) obtidos nos ensaios de LWD são apresentados na Tabela 15. Tal qual se procedeu com o CPD, aqui também foram realizadas duas determinações para cada material analisado. A única exceção, conforme tratado no capítulo 3, foram os subleitos da área 01, onde se realizou apenas um ensaio, em face da necessidade de se abrir um poço de inspeção ao longo da camada de sub-base para a realização de tal procedimento. Em primeira análise, destaca-se dos dados da tabela, que, para a maior parte dos casos, os valores do grau de compatibilidade estiveram abaixo de 3,5ms, indicando que os materiais se encontravam em condições “adequadas” de compactação, o que é reforçado com base nos resultados do ensaio de massa específica aparente *in situ* (Tabela 12). As únicas exceções a esse fato foram observadas apenas em uma das determinações para os materiais R02-SB e R-AL, as quais também estiveram associadas à valores reduzidos de E_{LWD} .

Tabela 15 – Parâmetros de deformabilidade determinados no ensaio de LWD

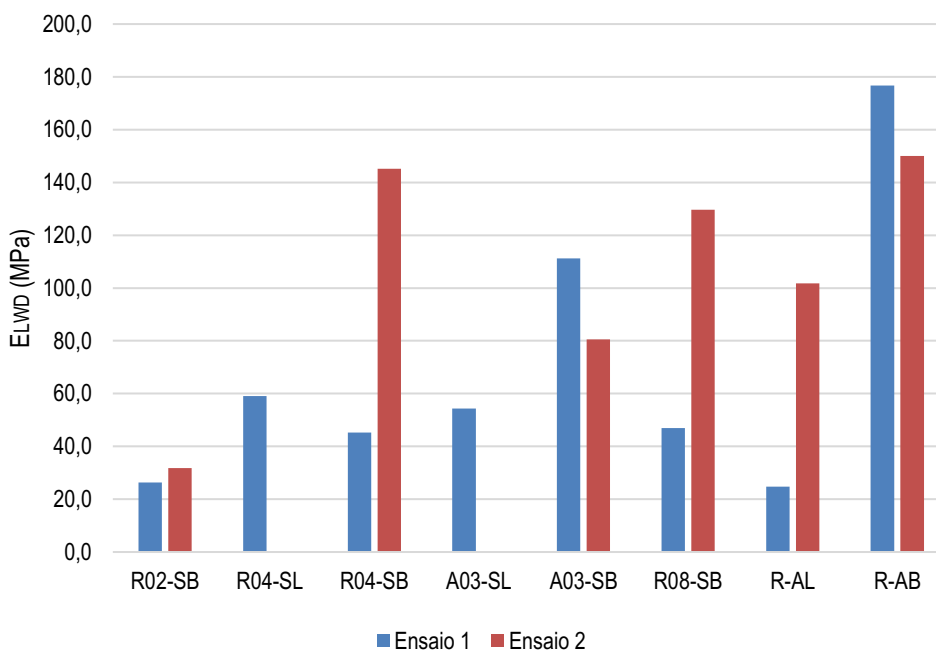
Material	Profundidade (mm)	Ensaio 1			Ensaio 2		
		E_{LWD} (MPa)	p/δ_0 (MPa/mm)	δ_0/v (ms)	E_{LWD} (MPa)	p/δ_0 (MPa/mm)	δ_0/v (ms)
R02-SB	0-300	26,4	0,117	3,708	31,8	0,141	3,190
R04-SL	300-600	59,1	0,263	2,479	ND	ND	ND
R04-SB	0-300	45,2	0,201	3,178	145,2	0,645	2,591
A03-SL	300-600	54,3	0,241	2,396	ND	ND	ND
A03-SB	300-600	111,2	0,494	3,100	80,6	0,358	2,954
R08-SB	0-300	47,0	0,209	2,536	129,6	0,576	2,807
R-AL	0-300	24,8	0,110	5,391	101,8	0,452	2,946
R-AB	0-300	176,7	0,785	2,339	150,0	0,667	2,324

Fonte: Autor

Os resultados dos módulos de deformabilidade são também ilustrados na Figura 40. Por meio dessa visualização gráfica, fica evidenciada a grande variabilidade do ensaio para alguns dos materiais avaliados (R04-SB, R08-SB e R-AL). Embora não haja uma justificativa exata para esse fato, pode-se presumir que ele esteja associado a questões inerentes ao próprio ensaio, sobretudo ao ajuste da placa sobre à superfície do pavimento, além da própria

heterogeneidade dos materiais, como visto com o ensaio de CPD. Destacam-se ainda algumas similaridades entre as tendências de comportamento observadas nos dois ensaios, em especial, para o aumento da rigidez dos materiais em função da redução da umidade, que é evidenciado pela comparação entre os valores reduzidos de E_{LWD} para o solo R02-SB e os módulos elevados dos solos R08-SB e R-AB.

Figura 40 – Módulos de deformabilidade determinados no ensaio de LWD



Fonte: Autor

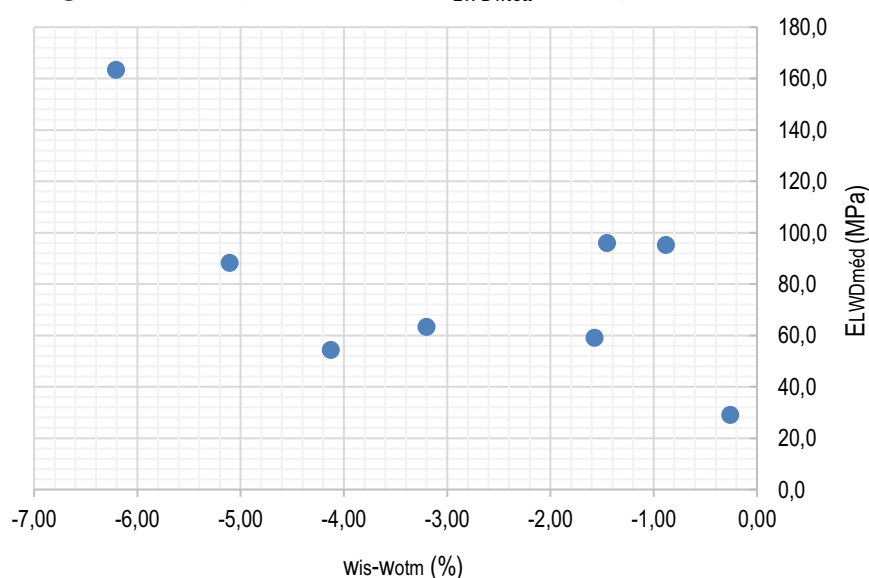
A partir dos resultados obtidos nas duas determinações, foram calculados os valores médios do módulo E_{LWD} e da razão p/δ_0 , os quais são apresentados na Tabela 16. Além das observações já feitas, percebe-se que, diferente do que se obteve no ensaio de CPD, os parâmetros médios de deformabilidade para os materiais de sub-base da área 01 foram superiores aos apresentados pelos subleitos, com exceção apenas do solo R02-SB. A variabilidade do ensaio é, novamente, evidenciada pelos valores elevados de CV , que alcançam o patamar de 86,0%, indicando uma clara deficiência do método em comparação ao ensaio de CPD, cujos CV s máximos foram menores que a metade desse valor. Evidentemente, há a possibilidade de se contornar esse aspecto negativo com a execução de mais ensaios de LWD para um mesmo ponto de análise, o que é facilitado pela rapidez do processo.

Tabela 16 – Valores médios dos parâmetros E_{LWD} e p/δ_0 determinados no ensaio de LWD

Material	E_{LWD}			p/δ_0		
	Média (MPa)	Desvio padrão (MPa)	CV (%)	Média (MPa/mm)	Desvio padrão (MPa/mm)	CV (%)
R02-SB	29,1	3,8	13,1	0,129	0,017	13,1
R04-SL	59,1	ND	ND	0,263	ND	ND
R04-SB	95,2	70,7	74,2	0,423	0,314	74,2
A03-SL	54,3	ND	ND	0,241	ND	ND
A03-SB	95,9	21,7	22,6	0,426	0,096	22,6
R08-SB	88,3	58,4	66,2	0,392	0,260	66,2
R-AL	63,3	54,4	86,0	0,281	0,242	86,1
R-AB	163,4	18,9	11,6	0,726	0,083	11,5

Fonte: Autor

Por fim, faz-se uma análise gráfica da influência da umidade nos resultados do ensaio de LWD, de forma similar ao que se procedeu no tópico anterior. A Figura 41 ilustra a relação entre a umidade *in situ* dos materiais, expressa na forma de $w_{is} - w_{otm}$, e os correspondentes valores de $E_{LWDméd}$ da Tabela 16. De modo geral, nota-se um comportamento equivalente ao observado para o CPD, o qual se caracteriza por uma tendência de aumento da rigidez do material em função da redução da umidade.

Figura 41 – Variação dos valores de $E_{LWDméd}$ em função da umidade *in situ*

Fonte: Autor

4.3. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO RESILIENTE DOS SOLOS

4.3.1. Parâmetros Físicos das Amostras

Os ensaios triaxiais para determinação do M_R dos materiais estudados foram realizados com amostras compactadas na condição de umidade ótima e massa específica aparente seca máxima, de acordo com a energia empregada em campo, e submetidas, posteriormente, a variações de umidade. A Tabela 17 apresenta os parâmetros físicos referentes à etapa de moldagem das amostras utilizadas no ensaio. A ideia inicial era preparar cinco corpos de prova para cada solo estudado; porém, em virtude da ausência de material suficiente, foram obtidos apenas quatro CPs para os solos A03-SB, R-AL e R-AB, totalizando 37 amostras no contexto geral.

Tabela 17 – Parâmetros de moldagem das amostras de solo empregadas nos ensaios de M_R

(continua)

Material	Amostra	ρ_d (g/cm ³)	e	GC (%)	w (%)	S (%)
R02-SB	1	2,053	0,388	101	8,21	60,3
	2	2,068	0,378	102	9,11	68,7
	3	2,061	0,383	101	8,44	62,8
	4	2,050	0,390	101	8,36	61,1
	5	2,066	0,379	102	8,60	64,6
R04-SL	6	1,996	0,308	100	7,17	60,9
	7	2,027	0,288	101	7,59	68,8
	8	1,988	0,313	99	6,94	57,9
	9	2,007	0,300	100	7,53	65,4
	10	2,002	0,304	100	7,82	67,1
R04-SB	11	2,041	0,369	100	7,59	57,5
	12	2,047	0,365	100	6,66	51,0
	13	2,032	0,376	100	7,33	54,5
	14	1,989	0,405	97	6,59	45,5
	15	2,035	0,373	100	6,99	52,3

Tabela 17 – Parâmetros de moldagem das amostras de solo empregadas nos ensaios de M_R

						(conclusão)
Material	Amostra	ρ_d (g/cm ³)	e	GC (%)	w (%)	S (%)
A03-SL	16	1,882	0,450	101	9,42	57,1
	17	1,831	0,491	99	9,18	51,0
	18	1,813	0,506	98	9,39	50,7
	19	1,784	0,530	96	9,39	48,3
	20	1,861	0,467	100	8,78	51,3
A03-SB	21	2,059	0,341	100	7,47	60,5
	22	2,098	0,315	102	7,40	64,8
	23	2,059	0,340	100	6,97	56,5
	24	2,113	0,306	102	7,41	66,8
R08-SB	25	2,089	0,302	101	7,28	65,5
	26	2,096	0,298	102	6,93	63,3
	27	2,048	0,328	99	6,92	57,4
	28	2,082	0,307	101	7,03	62,4
	29	2,096	0,297	102	7,05	64,4
R-AL	30	1,955	0,335	101	6,47	50,5
	31	1,934	0,349	100	5,48	41,0
	32	1,926	0,355	100	5,77	42,4
	33	1,951	0,337	101	5,86	45,3
R-AB	34	1,885	0,384	99	9,24	62,7
	35	1,823	0,432	96	8,81	53,2
	36	1,832	0,425	96	8,94	55,0
	37	1,769	0,475	93	8,48	46,6

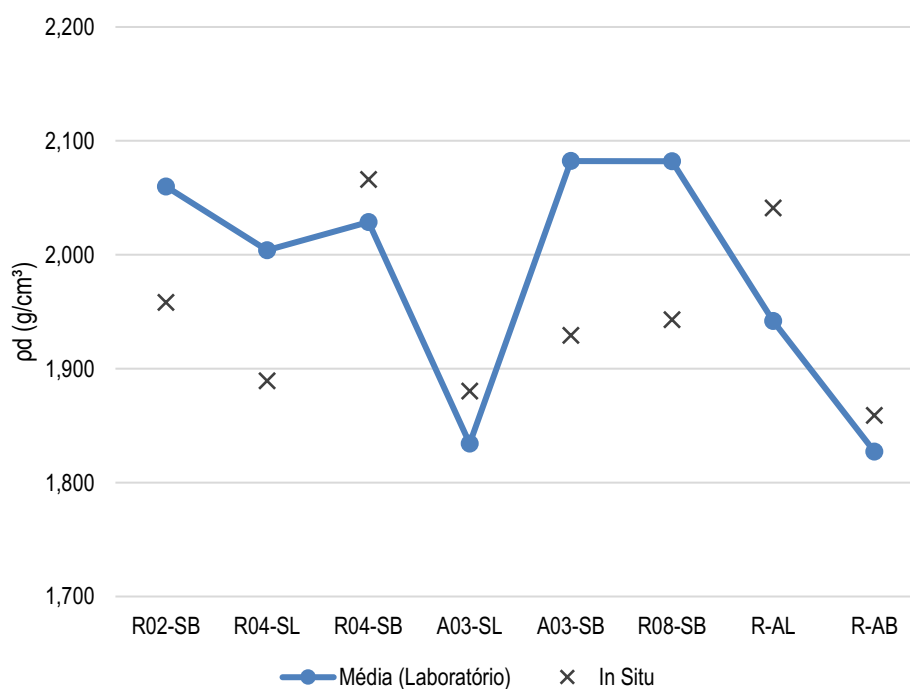
Fonte: Autor

De modo geral, percebe-se com relação a essa etapa preliminar, que o processo de preparação das amostras foi satisfatório de acordo com o que se pretendia. Destaca-se aqui, sobretudo, a considerável uniformidade dos valores de massa específica aparente e do grau de

compactação das amostras obtidas, que, em todos os casos, atingiram médias próximas ao valor máximo definido pelo ensaio de compactação ($GC = 100\%$). A única exceção com relação a esse aspecto foi observada para o solo R-AB, para o qual o valor médio do grau de compactação foi de 96%, com a amostra 37 tendo apresentado um valor de 93%, o que, no entanto, ainda pode ser entendido como aceitável, sobretudo, em face da variabilidade inerente ao processo de compactação manual.

Ainda com relação aos valores de massa específica das amostras, é necessário destacar a comparação entre os valores de campo e as médias obtidas em laboratório, ilustrado na Figura 42. Observa-se que, para a maior parte dos materiais, houve uma notável proximidade entre as massas específicas dos dois casos. Para outros, no entanto, especialmente os solos R04-SL, A03-SB e R08-SB, observou-se uma certa divergência, com os valores de campo sendo, em geral, inferiores aos das amostras preparadas em laboratório. No entanto, destaca-se que tais diferenças, no pior caso, atingiram um patamar máximo de cerca de 7,5% (A03-SB), que, embora não seja desprezível, pode ser dito como aceitável dentro do contexto dos ensaios geotécnicos, onde a variabilidade é um aspecto inerente. Destaca-se ainda o fato de que a obra em questão seguia um processo de controle da etapa de compactação, de modo que, há uma maior probabilidade de que os valores reais se aproximem dos obtidos em laboratório.

Figura 42 – Comparação entre os valores médios obtidos em laboratório para a massa específica aparente seca das amostras empregadas no ensaio de M_R e os valores obtidos *in situ*



Fonte: Autor

Outro aspecto importante dessa etapa de preparação das amostras diz respeito à umidade obtida na moldagem, em especial, no que tocante à sua diferença em relação ao valor ótimo do ensaio de compactação, previamente apresentado na Tabela 11. Observa-se que, para a grande parte dos corpos de prova, foi possível obter umidades próximas ao valor de referência, com teores, em geral, ligeiramente inferiores ao ótimo, os quais atingiram desvios absolutos na faixa de -0,02% a -1,2%. Para o solo R-AL, como única exceção, observaram-se umidades acima da ótima, porém com desvios relativamente baixos. As maiores discrepâncias são notadamente destacadas para as amostras do solo A03-SL, cujas umidades estiveram entre 1,61% a 2,25% abaixo do valor da úmida ótima. Para esse caso, cabe salientar a dificuldade no manuseio desse material associada à formação de grumos conforme se adicionava água, o que dificultava o processo de uniformização de umidade. De modo geral, por outro lado, destaca-se que, mesmo esses resultados mais divergentes, ainda estão em um limite de aceitabilidade para a proposta deste trabalho.

Com o fim do processo de preparação das amostras, apenas uma das amostras de cada material era ensaiada diretamente na condição de moldagem, referente a umidade ótima e ao peso específico máximo, enquanto as demais foram submetidas a processos prévios de umedecimento e secagem antes da realização dos ensaios triaxiais. Os resultados dessa etapa são apresentados na Tabela 18, que destaca, em especial, as variações obtidas na umidade e no grau de saturação das amostras com relação ao valor da condição ótima.

Tabela 18 – Parâmetros físicos das amostras de solo empregadas nos ensaios de M_R obtidos após os processos de umedecimento e secagem

(continua)

Material	Amostra	w (%)	$w - w_{otm}$ (%)	w/w_{otm}	S (%)	$S - S_{otm}$ (%)
	1	3,40	-6,16	0,36	25,0	-42,7
	2	4,81	-4,76	0,50	36,2	-31,4
R02-SB	3	5,66	-3,90	0,59	42,1	-25,5
	4	8,36	-1,20	0,87	61,1	-6,6
	5	11,68	2,12	1,22	87,8	20,1

Tabela 18 – Parâmetros físicos das amostras de solo empregadas nos ensaios de M_R obtidos após os processos de umedecimento e secagem

(continuação)

Material	Amostra	w (%)	$w - w_{otm}$ (%)	w/w_{otm}	S (%)	$S - S_{otm}$ (%)
R04-SL	6	2,23	-5,74	0,28	18,9	-49,1
	7	2,69	-5,28	0,34	24,4	-43,6
	8	4,19	-3,78	0,53	35,0	-33,1
	9	7,53	-0,44	0,95	65,4	-2,6
	10	11,00	3,03	1,38	94,5	26,4
R04-SB	11	3,07	-4,71	0,39	23,3	-35,6
	12	3,34	-4,45	0,43	25,5	-33,3
	13	4,82	-2,96	0,62	35,9	-23,0
	14	6,59	-1,19	0,85	45,5	-13,4
	15	10,27	2,49	1,32	76,9	18,0
A03-SL	16	1,98	-9,05	0,18	12,0	-51,9
	17	3,24	-7,79	0,29	18,0	-45,9
	18	5,71	-5,32	0,52	30,8	-33,1
	19	9,39	-1,64	0,85	48,3	-15,6
	20	12,20	1,17	1,11	71,3	7,5
A03-SB	21	3,35	-4,50	0,43	27,2	-36,9
	22	4,88	-2,97	0,62	42,8	-21,3
	23	6,97	-0,88	0,89	56,5	-7,5
	24	9,97	2,11	1,27	89,8	25,8
R08-SB	25	2,40	-5,13	0,32	21,6	-42,1
	26	2,68	-4,85	0,36	24,4	-39,3
	27	4,59	-2,94	0,61	38,1	-25,7
	28	7,03	-0,50	0,93	62,4	-1,4
	29	8,96	1,43	1,19	81,9	18,1

Tabela 18 – Parâmetros físicos das amostras de solo empregadas nos ensaios de M_R obtidos após os processos de umedecimento e secagem

(conclusão)						
Material	Amostra	w (%)	$w - w_{otm}$ (%)	w/w_{otm}	S (%)	$S - S_{otm}$ (%)
R-AL	30	1,59	-3,91	0,29	12,4	-28,8
	31	3,34	-2,16	0,61	25,0	-16,2
	32	5,77	0,27	1,05	42,4	1,2
	33	9,12	3,62	1,66	70,6	29,4
R-AB	34	4,51	-4,79	0,48	30,6	-31,6
	35	6,71	-2,59	0,72	40,5	-21,7
	36	8,94	-0,36	0,96	55,0	-7,3
	37	15,14	5,83	1,63	83,2	20,9

Fonte: Autor

Na Tabela 18, as amostras de cada material são apresentadas em ordem crescente de numeração, da condição mais seca à mais úmida, com as amostras 4, 9, 14, 19, 23, 28, 32 e 36 correspondendo aos CPs ensaiados diretamente na umidade de moldagem. Percebe-se, de forma inicial, a eficiência dos processos utilizados para a variação de umidade dos CPs, uma vez que, ao menos no contexto dos solos estudados nesta pesquisa, foi possível obter uma ampla faixa de valores de umidade e grau de saturação seguindo uma metodologia prática e rápida. Com um período relativamente curto de secagem em condições ambientes, conseguiu-se uma redução da umidade dessas amostras a níveis mínimos entre 18% a 48% da umidade ótima, equivalendo a diminuições absolutas de até 52% do grau de saturação referente a essa condição. No que diz respeito ao processo de umedecimento, o ganho em relação ao teor ótimo variou entre 11% (A03-SL) a 66% (R-AL), com aumentos de 7,5% a 29,4% em termos absolutos do valor do grau de saturação.

Pela comparação entre os valores apresentados na Tabela 18 e os parâmetros obtidos em campo por meio do método *Speedy* (Tabela 12), nota-se que, com exceção do solo R-AB, foi possível obter, para cada material, amostras em uma faixa de valores de umidade que engloba os respectivos teores determinados em campo, o que, como se verá adiante, possibilitou estimar através de métodos simples de interpolação os parâmetros de regressão dos modelos resilientes referentes ao estado *in situ* desses materiais. No caso do solo R-AB, o material foi

encontrado em campo, no período de realização da campanha de ensaios, com uma umidade de 3,10% (33% da w_{otm}), enquanto que, no laboratório, o teor mínimo obtido foi de 4,51%.

Apesar dessas diferenças poderem gerar variações expressivas no valor de M_R , é necessário analisar a tendência de comportamento dos resultados dos ensaios triaxiais antes que se possa tirar qualquer conclusão a respeito da possibilidade de se estimar os valores referentes a esse material. Isso se deve ao fato de que a variação do M_R em função da umidade se aproxima do formato de uma curva sigmoide, de modo que, a taxa de aumento do módulo sob condições gradativamente mais secas tende a atingir um patamar máximo, onde o seu valor passa a se manter constante mesmo sob maiores reduções de umidade. Desse modo, caso se observe esse patamar para os resultados do solo R-AB, é possível realizar uma estimativa, razoavelmente, lógica.

4.3.2. Resultados dos Ensaio Triaxiais de Carga Repetida

Os tópicos a seguir fazem uma apresentação geral dos resultados obtidos a partir dos ensaios triaxiais para as 37 amostras de solo estudadas. No primeiro tópico, discutem-se as características sobre o comportamento resiliente dos materiais em função das variações de umidade. O segundo trata dos processos de tratamento dos dados do ensaio conforme a metodologia proposta da análise de quartis. Por fim, o terceiro apresenta um estudo acerca das relações entre o M_R e os parâmetros do estado de tensões, com foco na análise de qualidade de ajuste dos modelos resilientes definidos pela Tabela 8 e na obtenção dos valores dos parâmetros de regressão característicos dos materiais avaliados.

Tendo em vista promover uma melhor qualidade nas análises das principais tendências de comportamento observadas para os materiais estudados, a maior parte dos resultados discutidos nos próximos tópicos são apresentados na forma de valores médios do conjunto de dados obtidos para cada amostra, além das demais medidas estatísticas referentes a descrição geral dos valores de M_R e ao ajuste estatístico dos modelos constitutivos. Não obstante, os dados “brutos” dos ensaios triaxiais dessas amostras são apresentados nas tabelas do Apêndice A.

4.3.2.1. Aspectos Gerais a Respeito da Influência da Umidade no Valor do M_R

Conforme se discutiu em 2.1.2.4, a ocorrência de variações de umidade pode afetar o comportamento resiliente dos solos por vias diversas, seja pelo efeito positivo da sucção, conforme o material se encontra gradativamente mais seco, ou por meio do desenvolvimento de pressões neutras sob condições saturadas, que, em geral, atua no sentido de diminuição do M_R . Uma primeira análise sobre o efeito da umidade no comportamento resiliente dos materiais

estudados nesta pesquisa é feita a partir dos resultados apresentados na Tabela 19, que se tratam dos valores médios de M_R e da taxa M_R/M_{Ropt} , entre o valor médio do módulo em uma dada umidade e o valor correspondente à umidade ótima, além dos respectivos desvios padrão e coeficientes de variação do conjunto de dados obtidos para cada amostra.

Tabela 19 – Valores da média, desvio padrão e coeficiente de variação dos dados de M_R obtidos para as amostras de solo sob diferentes condições de umidade

(continua)

Material	Amostra	$w - w_{otm}$ (%)	Módulo de Resiliência			
			Média (MPa)	M_R/M_{Ropt}	Desvio padrão (MPa)	CV (%)
R02-SB	1	-6,16	896	3,77	248,88	27,77
	2	-4,76	637	2,68	135,77	21,32
	3	-3,90	504	2,12	89,68	17,80
	4	-1,20	238	1,00	48,32	20,31
	5	2,12	277	1,16	61,07	22,06
R04-SL	6	-5,74	1354	5,89	211,47	15,62
	7	-5,28	1343	5,84	285,89	21,29
	8	-3,78	641	2,79	92,75	14,48
	9	-0,44	230	1,00	34,13	14,84
	10	3,03	378	1,64	182,87	48,37
R04-SB	11	-4,71	1296	4,53	228,36	17,62
	12	-4,45	837	2,92	163,25	19,50
	13	-2,96	1023	3,57	388,68	37,98
	14	-1,19	286	1,00	55,26	19,30
	15	2,49	295	1,03	56,62	19,18
A03-SL	16	-9,05	751	2,48	87,47	11,64
	17	-7,79	709	2,34	111,26	15,69
	18	-5,32	925	3,05	371,39	40,13
	19	-1,64	303	1,00	54,50	17,98
	20	1,17	237	0,78	83,94	35,47

Tabela 19 – Valores da média, desvio padrão e coeficiente de variação dos dados de M_R obtidos para as amostras de solo sob diferentes condições de umidade

(conclusão)

Material	Amostra	$w - w_{otm}$ (%)	Módulo de Resiliência			
			Média (MPa)	M_R/M_{Ropt}	Desvio padrão (MPa)	CV (%)
A03-SB	21	-4,50	1012	2,45	156,39	15,45
	22	-2,97	942	2,28	461,68	49,00
	23	-0,88	412	1,00	89,35	21,66
	24	2,11	314	0,76	71,94	22,94
R08-SB	25	-5,13	815	2,46	155,88	19,14
	26	-4,85	813	2,45	281,92	34,68
	27	-2,94	893	2,69	253,42	28,39
	28	-0,50	332	1,00	68,97	20,80
	29	1,43	333	1,01	74,17	22,24
R-AL	30	-3,91	885	3,43	102,83	11,62
	31	-2,16	337	1,31	41,84	12,41
	32	0,27	258	1,00	37,35	14,47
	33	3,62	229	0,89	30,83	13,44
R-AB	34	-4,79	674	1,31	77,81	11,55
	35	-2,59	689	1,34	94,07	13,66
	36	-0,36	513	1,00	122,44	23,87
	37	5,83	135	0,26	37,86	28,03

Fonte: Autor

De modo geral, pode-se notar com grande clareza que o processo de perda de umidade conduziu a aumentos expressivos nos valores de M_R para todos os materiais estudados. Quando se comparam os valores referentes a condição de umidade ótima com o estado mais seco de cada material, observar-se que, em média, os acréscimos obtidos foram da ordem de 230%, o que corrobora com os resultados de pesquisas anteriores com solos nacionais, como Takeda (2006) e Freitas, Rezende e Gitirana Junior (2020). Não obstante, nota-se ainda que a magnitude desses efeitos foi variada, com materiais como o solo R04-SL atingindo aumentos de quase

500% no valor médio do M_R sob uma redução de 5,74% em relação a umidade ótima, ao passo que o solo R-AB, sob uma variação equivalente de umidade, apresentou um aumento de apenas 31%.

É importante salientar que, no caso específico dessa última observação, os resultados obtidos fogem do que normalmente se esperaria para esses dois materiais, dado que o solo R-AB, por apresentar uma granulometria mais fina e com uma presença expressiva de frações argilosas, deveria, por consequência, desenvolver maiores sucções em função da perda de umidade e, portanto, apresentar um maior aumento relativo no valor do M_R . Percebe-se, também que os outros dois materiais com maior porcentagem de finos do grupo estudado, os solos R08-SB e A03-SL, apresentaram aumentos no M_R em torno de 150% do valor médio na condição de umidade ótima. Embora bem mais expressivos do que os resultados observados para o solo R-AB, essas taxas de variação ainda se encontram abaixo da média do conjunto total.

Com relação ao comportamento observado nas amostras umedecidas, é evidente a ocorrência de alguns resultados que, ao menos em uma primeira análise, demonstram-se, de certa forma, inconsistentes sob o ponto de vista teórico. Para os solos R02-SB, R04-SL e R04-SB, sob aumentos de umidade em torno 2,0% a 3,0%, ocorreram aumentos no valor médio do M_R , respectivamente, de 16%, 64% e 3% em relação ao valor correspondente às amostras ensaiadas na umidade ótima. Não obstante, tendo em vista o que foi apresentado na Tabela 17, essas diferenças não podem ser justificadas com base no grau de compactação das amostras, dado que esses foram similares. A única exceção seria para o solo R04-SB, cuja a amostra 14, ensaiada na umidade ótima, apresentou $GC = 97\%$, enquanto a amostra 15, na condição umedecida, foi moldada com $GC = 100\%$ e, em virtude disso, poderia apresentar um efeito compensatório ao do aumento da umidade, resultando em um módulo um pouco maior.

No entanto, para os outros dois materiais, cujos aumentos no valor do M_R foram mais significativos, é possível estabelecer outras justificativas plausíveis. A primeira delas, e talvez a mais provável, está relacionada às eventuais falhas que podem ter ocorrido durante a etapa de uniformização da umidade das amostras. Foi adotado, de maneira empírica, um período de 24h em câmara úmida para esse procedimento, após o qual se fazia apenas uma nova pesagem da amostra, de modo a verificar a ocorrência de variações na umidade, porém, sem qualquer tipo de controle a respeito de sua distribuição ao longo do CP. Nesse sentido, caso o tempo adotado tenha sido insuficiente para promover a uniformização desejada, é possível que a água, mais concentrada na porção inferior do CP em decorrência do processo de umidificação por ascensão

capilar, tenha se dissipado rapidamente já na fase de condicionamento do ensaio triaxial, visto que, em todos os casos, esses ensaios foram realizados sob condições drenadas.

Outro aspecto importante na justificativa de tais divergências é o fato de que os ensaios foram realizados com apenas uma amostra para cada condição de umidade. Evidentemente, apesar desses ensaios se tratarem de procedimentos automatizados e, naturalmente, com maior precisão e repetibilidade de resultados, é natural que os mesmos estejam sujeitos a algum nível de variabilidade. A título de exemplo, Preussler (1978) cita que eventuais falhas na precisão do sistema pneumático de aplicação de cargas ou na medição das leituras de deformações podem ocasionar variações de até 12% no valor do M_R de duas amostras similares, o que, por si só, já seria um argumento para o comportamento do solo R02-SB. Com relação ao material R04-SL, pode-se dizer que o resultado obtido se deve a uma soma desses dois fatores e, talvez, outros que ainda não se tem conhecimento à luz dos resultados obtidos.

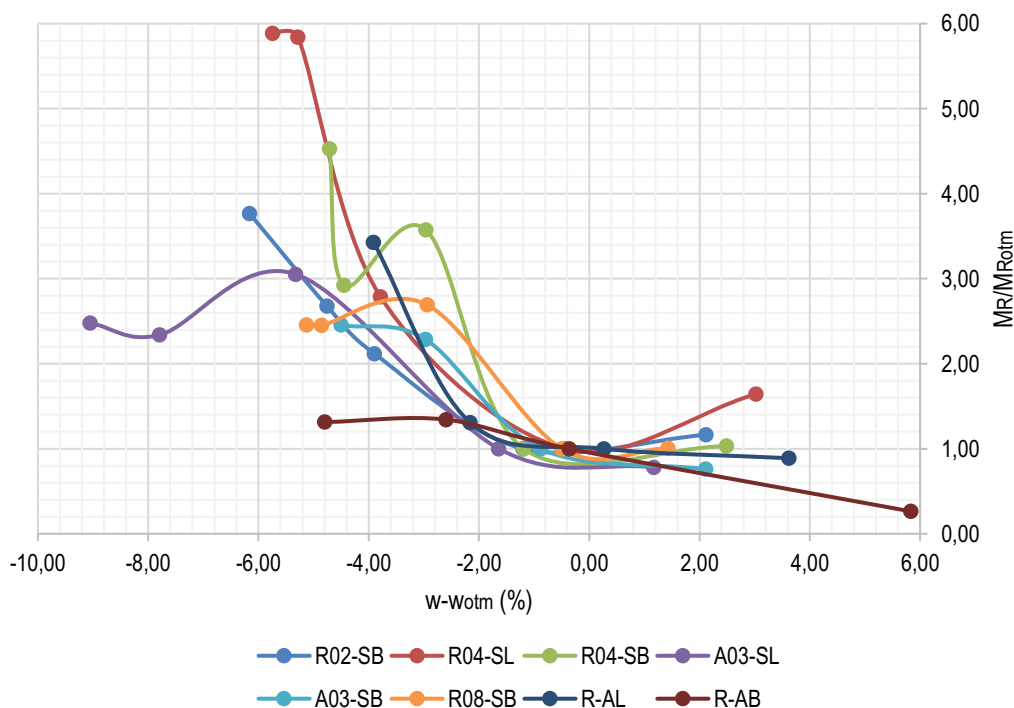
De modo geral, mesmo para os outros solos, o aumento da umidade não demonstrou uma influência tão negativa nos valores do M_R . Os efeitos adversos mais expressivos foram observados para os materiais A03-SL, A03-SB e R-AB, cujas variações no valor médio do módulo, foram, respectivamente, de -22%, -24% e -74%. Em especial, destaca-se que para os solos com maior teor de finos (A03-SL e R-AB) as amostras ensaiadas excederam o limite de deformação plástica de 5% da altura do CP, respectivamente, após oito e duas determinações do M_R . Esse fato, obviamente, está de acordo com o esperado, já que esses solos apresentam uma maior propensão ao desenvolvimento de pressões neutras, mesmo em ensaios drenados. Pode-se ainda dizer que os resultados dos dois solos são equivalentes, já que a maior redução do M_R observada no solo R-AB está associada a um maior aumento de umidade da amostra 37 (5,83%) em comparação ao obtido com a amostra 20 (1,17%) do solo A03-SL.

A menor expressividade da influência negativa do aumento da umidade nos valores do M_R dos solos estudados nesta pesquisa é um fato plausível do ponto de vista teórico. Conforme abordado em 2.1.2.4, o surgimento de pressões neutras durante os ensaios triaxiais em materiais com elevado grau de saturação, diferente do que ocorre com a sucção, depende, por essência, da relação entre o tempo de atuação das cargas repetidas, das condições de drenagem do ensaio e da permeabilidade do material. Nesse sentido, era esperado que, para solos de caráter predominantemente arenoso e ensaiados com drenagem livre, o desenvolvimento dessas pressões fosse reduzido em comparação ao que se observa, normalmente, com materiais argilosos. Dessa forma, a tendência esperada para os materiais com menor percentual de finos

era de que, de fato, os valores de M_R na condição úmida fossem apenas ligeiramente inferiores ou até iguais aos obtidos para as amostras ensaiadas na umidade ótima.

Algumas observações adicionais a respeito dos comportamentos destacados até aqui podem ser levantadas a partir da análise gráfica fornecida na Figura 43, que apresenta a relação entre as variações absolutas na umidade das amostras e os respectivos valores da razão M_R/M_{Ropt} . Com exceção única do solo R-AB, e desconsiderando o comportamento mais discrepante do solo R04-SL, é notável a tendência dos valores médios de M_R sofrerem variações poucos expressivas com o umedecimento a partir da umidade ótima. Em contrapartida, com a redução da umidade, ocorreu, em todos os casos um aumento exponencial do M_R , com as taxas de variação mais expressivas sendo destacadas para os solos R04-SL, R04-SB e R-AL. É evidente o formato de “s” da maior parte dessas curvas, o que indica que a influência positiva da sucção tende a atingir um patamar máximo conforme o material alcança teores de umidade gradativamente menores.

Figura 43 – Relação entre as variações de umidade e os valores médios da razão M_R/M_{Ropt}



Fonte: Autor

Esse tipo de tendência foi mais expressiva para os materiais com maior teor de finos (R08-SB, A03-SL e R-AB). Para o caso do solo R-AB, conforme discutiu-se ao final do tópico anterior, a observação desse comportamento permite realizar uma extrapolação dos resultados obtidos em laboratório para o caso do teor de umidade que se encontrou em campo. Por fim,

outro ponto de destaque dos gráficos é a oscilação das curvas no estado seco dos materiais R04-SB e A03-SL. Embora se espere que a redução da umidade acarrete em um aumento gradual do M_R , entende-se que essa influência decorre do efeito da sucção no estado de tensões do material, e a mesma, por sua vez, pode se desenvolver sob magnitudes diferentes em função das divergências nos parâmetros físicos das amostras ensaiadas, além de ser afetadas pelos carregamentos atuantes no ensaio. Cabe ainda destacar que comportamentos similares foram observados por Freitas, Rezende e Gitirana Junior (2020), porém sem nenhuma justificativa sobre o mesmo.

Para além das relações entre os valores médios do M_R , procurou-se avaliar a influência da umidade na própria variabilidade dos dados. No entanto, uma análise rápida da Tabela 19 demonstra que não se pode presumir quaisquer correlações nesse sentido, seja com relação aos valores do desvio padrão ou do coeficiente de variação. Dessa forma, percebe-se que esses parâmetros estatísticos decorrem exclusivamente das variações internas no conjunto de dados obtido para cada amostra, sendo função das relações entre os o M_R estado de tensões, o que, por outro lado, não descarta o efeito da umidade nessas relações, o que será discutido adiante.

4.3.2.2. Tratamento Estatístico dos Resultados dos Ensaio Triaxiais de Carga Repetida por Meio da Análise de Quartis

A etapa de ajuste dos dados obtidos nos ensaios triaxiais aos modelos propostos na Tabela 8 foi precedida por um estudo sobre a dispersão desses dados experimentais, segundo a metodologia da análise de quartis, visando a determinação e o tratamento de eventuais valores discrepantes (*outliers*). Os resultados dessa análise são apresentados na Tabela 20, onde, para o conjunto de dados de cada amostra, são exibidos os valores da mediana, dos primeiro e terceiro quartis ($Q1$ e $Q3$), dos limites inferior e superior (LI e LS), dos valores máximos e mínimos obtidos no ensaio e o número de *outliers*.

Percebe-se como ponto positivo que a quantidade de valores discrepantes de M_R para o conjunto total das amostras foi consideravelmente reduzida. Ao todo, observaram-se seis *outliers*, sendo dois deles nos resultados da amostra 27 (R08-SB) e, os outros quatro distribuídos em cada uma das amostras 10 (R04-SL), 13 (R04-SB), 18 (A03-SL) e 22 (A03-SB). Um fato importante resulta da comparação entre os valores dos limites superior e inferior e dos valores máximos e mínimos de cada conjunto de dados, de onde se percebe que todos os *outliers* observados são constituídos por pontos máximos, ou seja, que excedem o limite superior. Não obstante, nota-se ainda que, com exceção da amostra 10, os valores discrepantes foram

encontrados apenas em materiais sob condições de umidade secas em relação à umidade ótima. Desses dois fatos, pode-se presumir, de forma intuitiva, que esses *outliers* são resultantes de erros de precisão nas leituras das deformações resilientes obtidas no ensaio, em face da alta rigidez alcançada pelos materiais em decorrência da sucção.

Tabela 20 – Análise de quartis dos valores de M_R obtidos nos ensaios triaxiais de carga repetida

(continua)

Material	Amostra	Módulo de Resiliência							
		Mediana (MPa)	Q1 (MPa)	Q3 (MPa)	LI (MPa)	LS (MPa)	Mín. (MPa)	Máx. (MPa)	Nº Outliers
R02-SB	1	882	674	1101	33	1742	502	1352	0
	2	588	532	761	188	1104	472	934	0
	3	495	420	555	218	757	375	702	0
	4	236	203	278	89	392	169	326	0
	5	258	229	321	91	460	196	410	0
R04-SL	6	1334	1205	1466	814	1858	1109	1828	0
	7	1356	1094	1597	340	2351	882	1796	0
	8	622	557	710	327	939	525	817	0
	9	222	205	256	130	332	186	301	0
	10	304	262	430	10	682	241	885	1
R04-SB	11	1286	1106	1434	614	1926	971	1786	0
	12	808	719	991	311	1398	570	1131	0
	13	875	791	1138	270	1659	717	2333	1
	14	274	238	334	93	479	213	390	0
	15	288	243	338	101	479	211	396	0
A03-SL	16	726	674	854	403	1125	657	883	0
	17	696	622	810	340	1092	546	912	0
	18	777	650	1078	7	1721	600	1773	1
	19	299	262	353	126	489	219	385	0
	20	220	173	290	-2	466	144	401	0

Tabela 20 – Análise de quartis dos valores de M_R obtidos nos ensaios triaxiais de carga repetida

(conclusão)

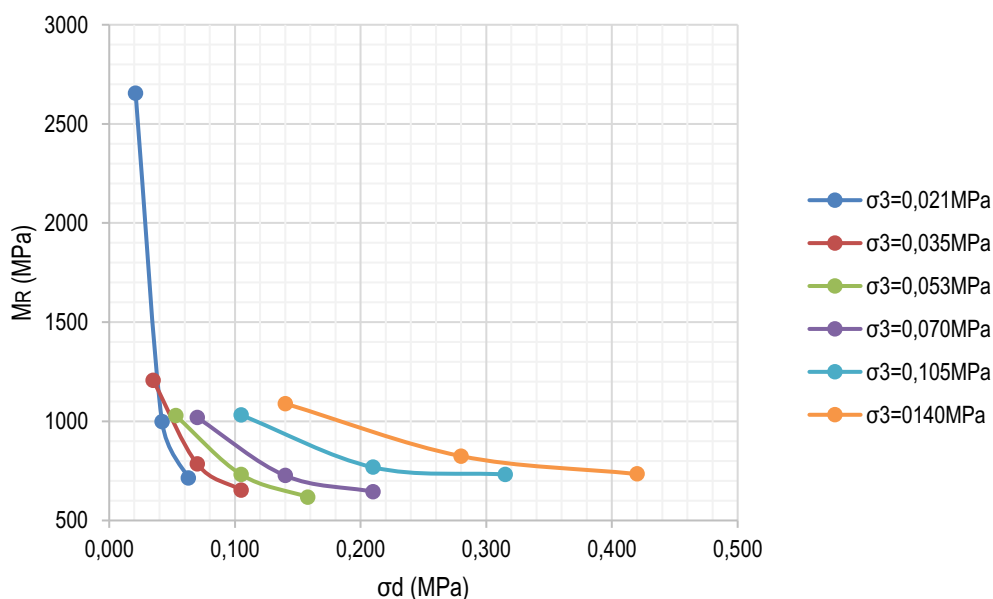
Material	Amostra	Módulo de Resiliência							N° Outliers
		Mediana (MPa)	Q1 (MPa)	Q3 (MPa)	LI (MPa)	LS (MPa)	Mín. (MPa)	Máx. (MPa)	
A03-SB	21	1033	865	1143	450	1558	789	1332	0
	22	776	723	1029	265	1488	618	2654	1
	23	381	338	502	93	748	302	606	0
	24	294	264	361	118	506	221	491	0
R08-SB	25	771	692	958	294	1356	608	1099	0
	26	817	569	1074	-188	1831	379	1263	0
	27	829	736	943	426	1253	627	1649	2
	28	307	282	399	105	575	240	443	0
	29	324	265	387	80	572	245	491	0
R-AL	30	901	762	986	427	1322	748	1011	0
	31	328	305	370	208	467	273	407	0
	32	243	233	289	149	372	205	323	0
	33	221	205	261	120	346	186	278	0
R-AB	34	665	621	732	455	898	529	824	0
	35	701	603	769	354	1018	524	834	0
	36	479	417	602	140	879	357	762	0
	37	135	-	-	-	-	108	162	0

Fonte: Autor

Outro fato ainda pode ser destacado a partir da análise gráfica desses dados, o que, a título de exemplo, é demonstrado pelos resultados da amostra 22, ilustrados na Figura 44, onde os valores de M_R para cada tensão confinante são apresentados em função da tensão desvio. Observa-se que o valor discrepante de 2654MPa ocorre, justamente, para o nível mais baixo de tensão desvio, na primeira sequência de tensões. Esse comportamento, que se repetiu em todas as outras amostras onde foram detectados *outliers*, corrobora com a hipótese definida no parágrafo anterior e ainda sugere que os erros podem também estar associados a um ajuste inadequado na aplicação de tensões, que, por ventura, pode ocorrer, sobretudo, nessa fase inicial

do ensaio. Não obstante, nota-se que, para uma tensão desvio de 0,021MPa, essa leitura discrepante de M_R é resultante de uma deformação resiliente média da ordem de 10^{-5} , o que, para um corpo de prova com 200mm de altura, equivale a uma deflexão de 0,002mm, que é da mesma ordem de grandeza da precisão dos LVDTs usados (0,001mm), o que indica que o valor obtido não representa um erro em termos de comportamento do material, mas sim o resultado de uma medição imprecisa.

Figura 44 – Valores de M_R em função da tensão desvio para a amostra 22 (A03-SB)



Fonte: Autor

Em face dessas observações e tendo em vista que o ensaio fornece uma pequena quantidade de dados para as análises de regressão, adotou-se uma metodologia de tratamento desses *outliers*, onde esses foram substituídos pelos valores dos respectivos limites superiores de cada conjunto de dados. Na Tabela 21, são apresentados os valores de cada outlier e os seus correspondentes substitutos, segundo a metodologia adotada. No caso da amostra 27, onde foram detectados dois *outliers*, o primeiro, igual a 1649MPa, foi substituído diretamente pelo valor do limite superior (1253MPa), enquanto que, para o segundo (1362MPa), realizou-se o seguinte cálculo proporcional:

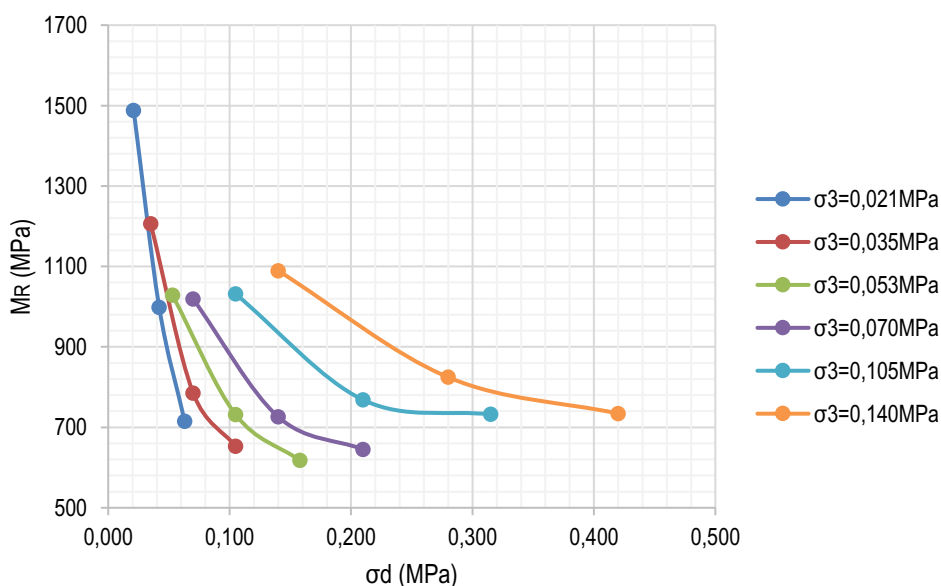
$$\frac{1649}{1362} = \frac{1253}{x} \Rightarrow x = 1035MPa$$

Tabela 21 – Substituição dos outliers observados nos resultados de M_R dos ensaios triaxiais de carga repetida

Material	Amostra	Módulo de Resiliência	
		Outlier (MPa)	Valor Substituto (MPa)
R04-SL	10	885	682
R04-SB	13	2333	1659
A03-SL	18	1773	1721
A03-SB	22	2654	1488
R08-SB	27	1649	1253
		1362	1035

Fonte: Autor

De maneira a ilustrar os resultados desse processo, apresenta-se novamente o gráfico dos valores de M_R em função da tensão desvio para a amostra 22 (Figura 45), porém, agora com a substituição do valor discrepante. Observa-se que a alteração realizada mantém as mesmas tendências de comportamento apresentadas no gráfico anterior, no entanto, agora com valores dentro de uma mesma magnitude, o que possibilita um ajuste mais adequado dos dados aos modelos constitutivos que descrevem a variação do M_R em função dos parâmetros do estado de tensões.

Figura 45 – Valores de M_R em função da tensão desvio para a amostra 22 (A03-SB) após a substituição do valor discrepante de 2654MPa

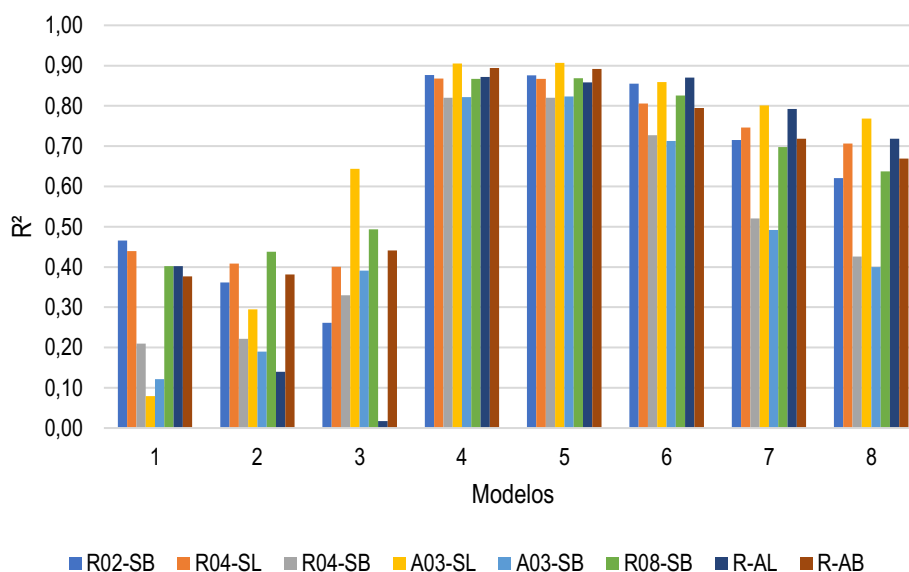
Fonte: Autor

4.3.2.3. Análise das Relações entre o M_R e o Estado de Tensões e Ajuste Estatístico dos Modelos Constitutivos

Após a etapa de tratamento dos dados experimentais e com a correção dos valores discrepantes de cada amostra, realizou-se o ajuste desses resultados aos modelos constitutivos definidos na Tabela 8, que estabelecem o M_R como função das variáveis do estado de tensões. Das análises de regressão desenvolvidas no software LAB Fit, foram determinados os valores de R^2 , R_{ajust}^2 e $RMSE$ para análise de qualidade dos modelos, bem como os seus respectivos parâmetros de ajuste (k_1 , k_2 , ...). Em face da grande quantidade de dados resultantes dessas análises com 37 amostras e 8 modelos constitutivos, esses são apresentados no tópico em questão apenas de forma sintetizada. Não obstante, os resultados na íntegra são disponibilizados no Apêndice B.

As primeiras observações a respeito do desempenho dos modelos resilientes adotados podem ser obtidas a partir do gráfico da Figura 46, que apresenta a média dos valores de R^2 correspondente ao conjunto de amostras de cada material. Conforme já se presumia, o ajuste fornecido pelos modelos 1 a 3, que representam o M_R como função de apenas uma variável do estado de tensões, é notadamente inferior em comparação ao dos demais modelos. Não obstante, pode-se destacar uma certa relação com a granulometria dos solos, uma vez que os materiais mais finos (A03-SL, R08-SB e R-AB) apresentaram maiores valores médios de R^2 para o modelo 3, próprio de solos coesivos, ao passo que materiais com maior percentual de areia, como os solos R02-SB e R-AL, demonstraram um ajuste mais razoável com o modelo 1.

Figura 46 – Valores médios de R^2 de cada material para os modelos 1 a 8

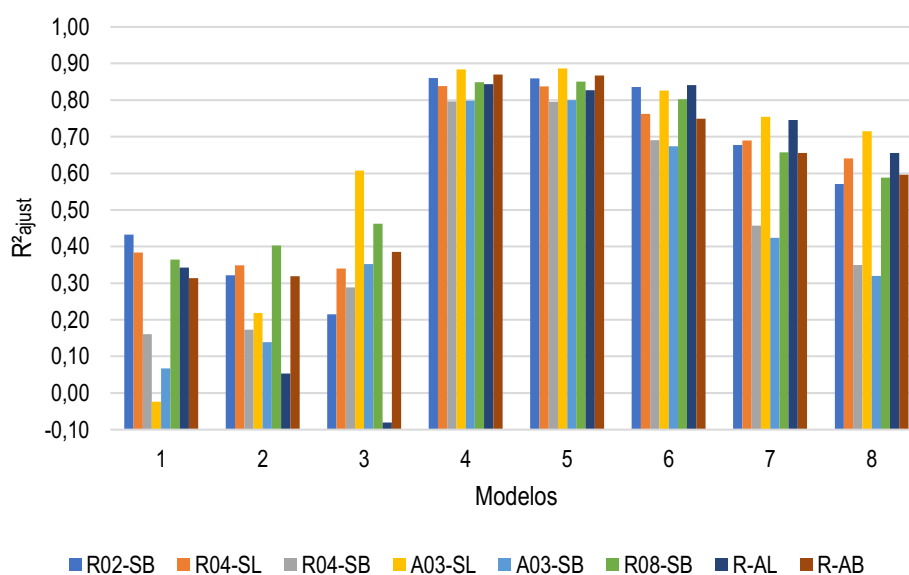


Fonte: Autor

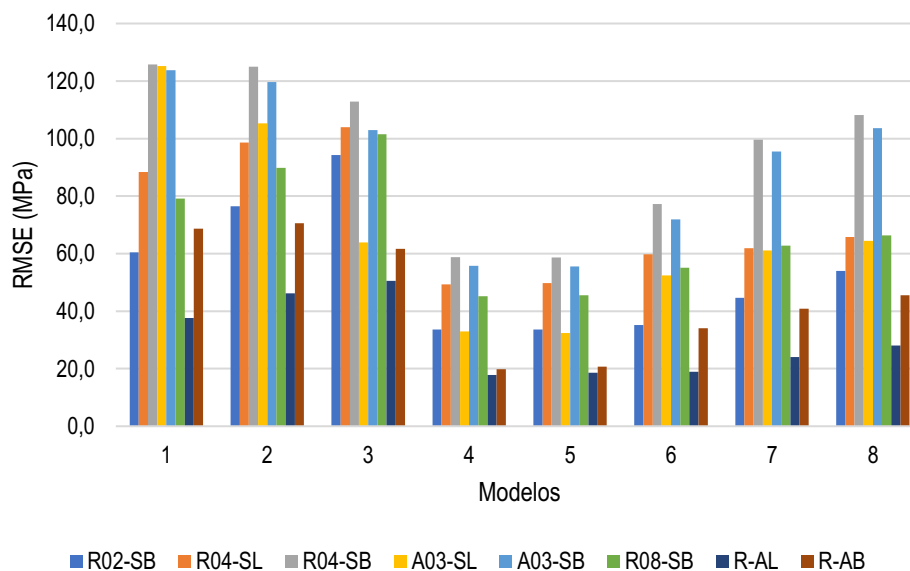
No que diz respeito aos modelos compostos, é evidente que os melhores ajustes foram observados para os modelos 4, 5 e 6. Em especial, para os dois primeiros, pode-se perceber um comportamento equivalente em termos da qualidade desse ajuste, além dos resultados mais consistentes, com valores médios de R^2 superiores a 0,80 para todos os solos. O desempenho satisfatório do modelo 4, proposto por Pezo *et al.* (1992), já era esperado em face de tal qualidade já ter sido amplamente comprovada em diversas outras pesquisas com solos nacionais, conforme comentou-se no tópico 2.1.3.1. Por outro lado, ao menos no contexto desses solos locais, o modelo 8, atualmente adotado no MEPDG, apresentou resultados insatisfatórios, de modo que, nesse contexto, a melhor alternativa em termos de invariantes de tensões é o modelo 5.

Os resultados apresentados até aqui são confirmados pela análise das Figuras 47 e 48, que apresentam, respectivamente, os gráficos dos valores médios de R^2_{ajust} e $RMSE$. Destaca-se a ocorrência de alguns valores negativos de R^2_{ajust} para os modelos 1 e 3, resultante dos valores excessivamente baixos de R^2 . Por outro lado, nota-se pouca diferença entre esses dois parâmetros para os modelos compostos, o que indica que a adição de uma segunda variável do estado de tensões é, de fato, significativa para a qualidade do ajuste. Com relação aos valores de $RMSE$, fica, novamente, firmado o melhor desempenho dos modelos 4 e 5, em especial, para os solos R-AL e R-AB, onde esse parâmetro ficou abaixo de 20MPa.

Figura 47 – Valores médios de R^2_{ajust} de cada material para os modelos 1 a 8



Fonte: Autor

Figura 48 – Valores médios de *RMSE* de cada material para os modelos 1 a 8

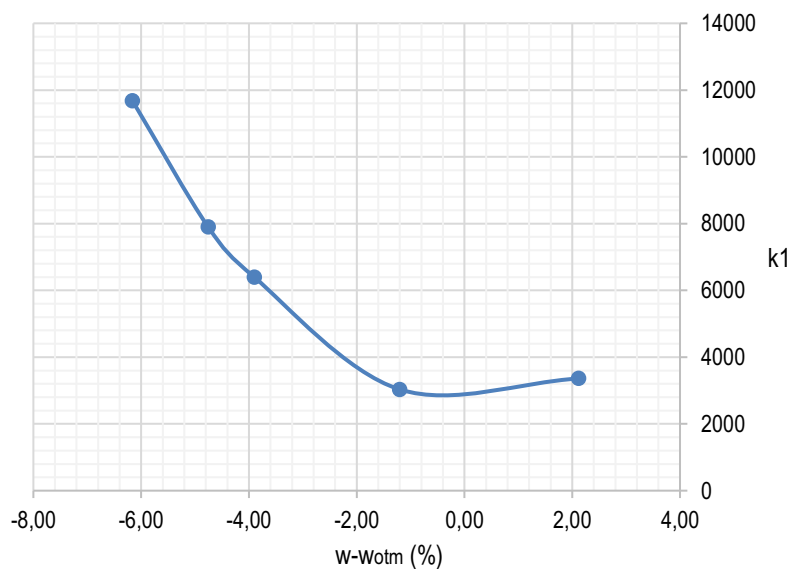
Fonte: Autor

Com base nessas análises, conclui-se que os modelos 4 e 5 representam as melhores opções para fornecer parâmetros de regressão representativos dos solos estudados nesta pesquisa em uma ampla faixa de condições de umidade, de modo a serem também as escolhas mais lógicas para o desenvolvimento das correlações com os índices dos ensaios de CPD e LWD. Considerando o desempenho equivalente de suas equações e a maior preferência e difusão do modelo 4 no cenário da pavimentação nacional, optou-se pela sua adoção para essa segunda fase da pesquisa. Dessa forma, o próximo passo do estudo, foi avaliar o comportamento dos parâmetros de regressão do modelo 4 em função das variações de umidade dos materiais, de modo a se determinar os valores correspondentes às condições observadas em campo.

Para essa parte do estudo, foi realizada, a priori, uma análise gráfica, onde, para cada material, avaliou-se a relação entre os parâmetros de regressão do modelo 4 (k_1 , k_2 e k_3) e as variações absolutas de umidade ($w - w_{otm}$), de forma similar ao que se desenvolveu para os valores médios de M_R no tópico 4.3.2.1, com a Figura 43. Iniciando pelo parâmetro k_1 , que, de modo geral, fornece uma ideia a respeito da magnitude dos valores de M_R , pode-se ilustrar os resultados dessa análise a partir da Figura 49, que apresenta o comportamento observado para o material R02-SB. Logo de início, fica evidente a similaridade com o comportamento observado na Figura 43, onde, para umidades próximas ao teor ótimo, o material tende a apresentar um mesmo nível de rigidez e, com a redução da umidade, ocorre um aumento, aproximadamente, exponencial do M_R , que, nesse caso, é representado pelos maiores valores de k_1 . Essa similaridade, como já se pode presumir, se repete nos resultados de todos os outros

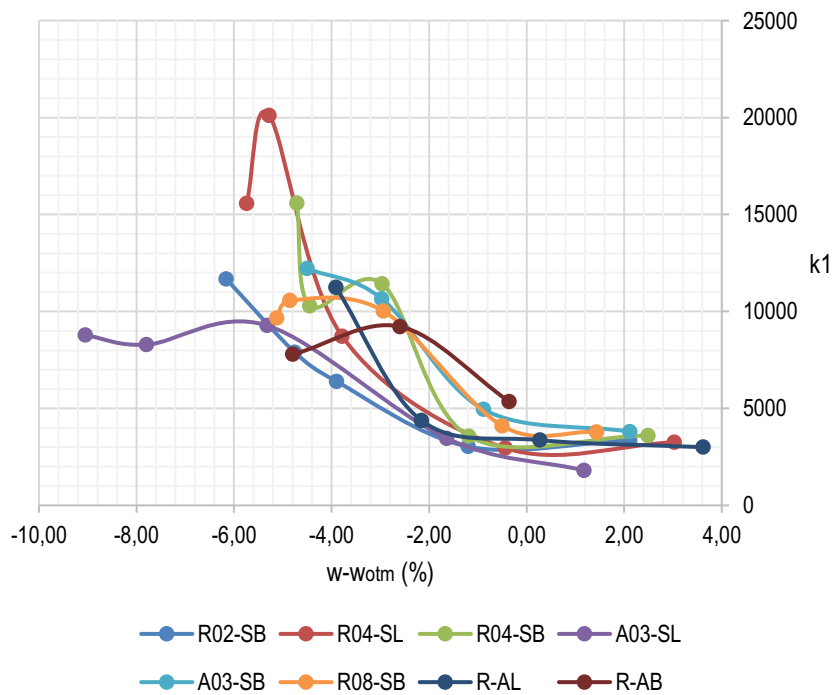
solos estudados (Figura 50). Em especial, destaca-se ainda o comportamento em sigmoide, que, tal qual se viu anteriormente, apresentou-se mais marcado para os materiais com maior teor de finos (A03-SL, R08-SB e R-AB).

Figura 49 – Relação entre as variações de umidade e os valores de k_1 para o solo R02-SB



Fonte: Autor

Figura 50 – Relação entre as variações de umidade e os valores de k_1 para todos os solos

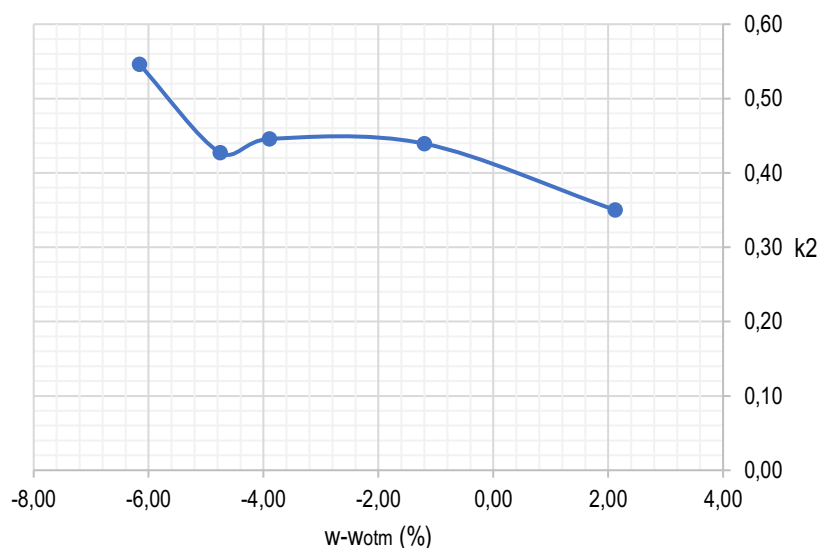


Fonte: Autor

Prosseguem-se as análises, porém, agora, avaliando o comportamento do parâmetro k_2 , que expressa a influência da tensão confinante no valor do M_R . Seguindo o mesmo padrão da análise anterior, são apresentados de forma ilustrativa os gráficos que expressam a variação de k_2 em função da umidade para o solo R02-SB (Figura 51) e para o conjunto total de materiais (Figura 52). Embora de forma menos acentuada em comparação ao caso anterior, percebe-se para o solo R02-SB uma tendência de aumento do valor de k_2 com a redução da umidade. Supõe-se que esse comportamento resulta da influência da sucção, que aumenta em decorrência da secagem do solo, gerando maiores forças de atração entre as partículas. Não obstante, para materiais predominantemente arenosos, presume-se que a perda de umidade ocasione uma maior expressividade do caráter granular, o que se reflete, naturalmente, no aumento da dependência do M_R em relação à tensão confinante.

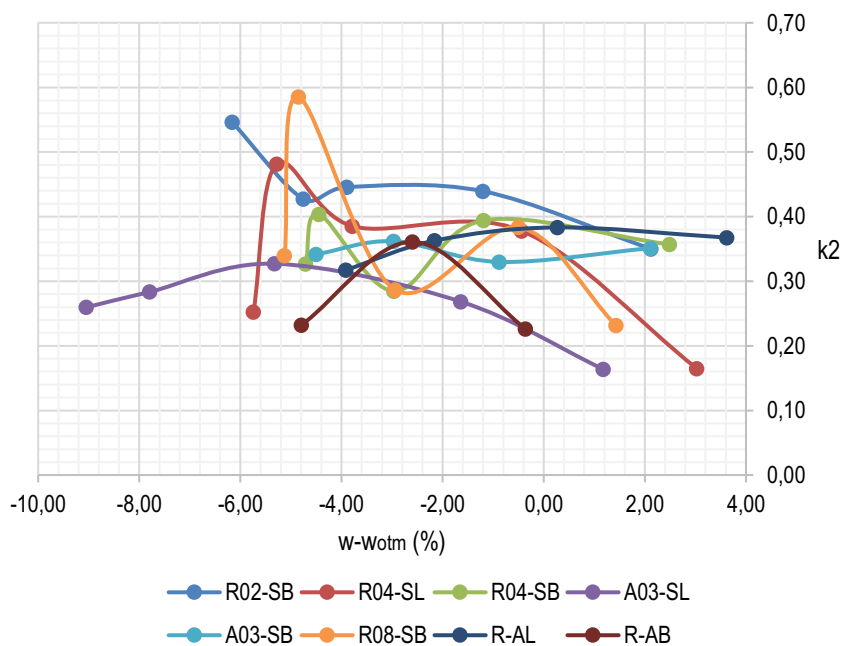
Por outro lado, para a maior parte dos materiais estudados não se observou quaisquer tendências de comportamento para o parâmetro k_2 em função da umidade, o que é destacado na Figura 52. Cabe ainda salientar que Takeda (2006), em seu estudo com solos do estado de São Paulo, relatou uma relação contrária, onde o acréscimo da umidade dos solos ocasionou em uma influência mais expressiva da tensão confinante. O mesmo autor ainda comenta que essa variação dos parâmetros pode não ser resultado de uma tendência real de comportamento, mas sim da própria variabilidade associada aos resultados do ensaio e ao ajuste estatístico dos modelos de regressão, que pode gerar conjuntos diversos de parâmetros que representem valores semelhantes de M_R .

Figura 51 – Relação entre as variações de umidade e os valores de k_2 para o solo R02-SB



Fonte: Autor

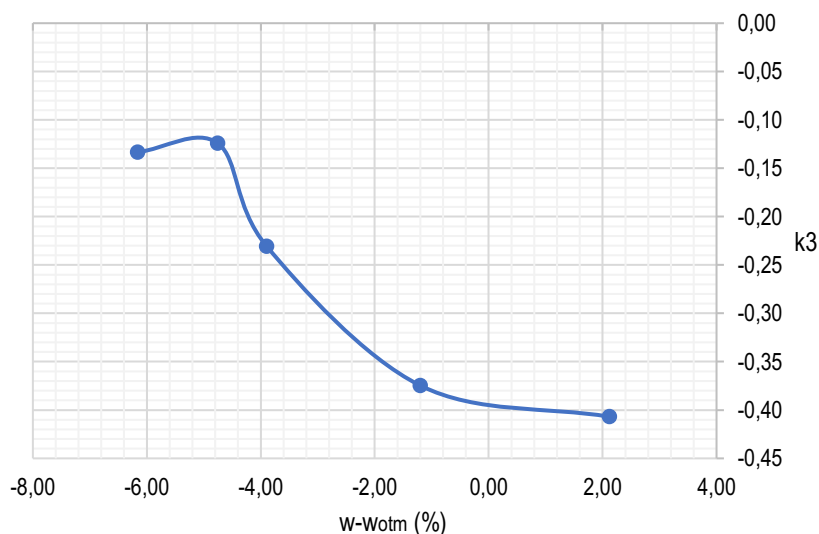
Figura 52 – Relação entre as variações de umidade e os valores de k_2 para todos os solos



Fonte: Autor

Por fim, avalia-se a influência da umidade no parâmetro k_3 , novamente, com os resultados do solo R02-SB e do conjunto total de materiais, ilustrados, de forma respectiva, nas Figuras 53 e 54. Como se sabe, esse parâmetro representa a magnitude do efeito da tensão desvio nos valores de M_R . Para o solo R02-SB, de forma similar ao que se viu para o parâmetro k_1 , é perceptível a influência da umidade sobre k_3 , que tende a reduzir (em módulo) com a secagem do solo, corroborando com as hipóteses levantadas anteriormente de que a perda de umidade torna mais expressivo o caráter granular desses solos.

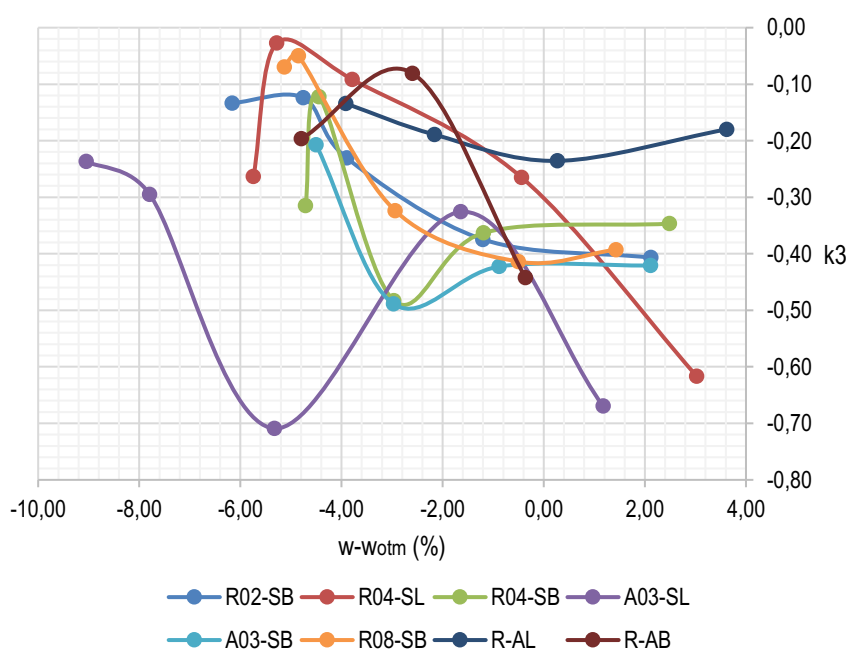
Figura 53 – Relação entre as variações de umidade e os valores de k_3 para o solo R02-SB



Fonte: Autor

No contexto geral, observa-se um comportamento similar para os outros solos, muito embora se perceba uma oscilação nos valores de k_3 para alguns materiais, como o solo A03-SL (Figura 54). Fica, novamente, visível o formato sigmoide dessas curvas, que sugere uma equivalência no comportamento dos materiais em umidades superiores ao teor ótimo (mais coesivo) ou em condições de baixa umidade (mais granular). Com base nesses aspectos, pode-se dizer que, ao menos no contexto dos solos avaliados nesta pesquisa, a influência das variações de umidade se mostra expressiva não somente na magnitude do M_R , mas em todo o espectro de suas relações com as variáveis do estado de tensões.

Figura 54 – Relação entre as variações de umidade e os valores de k_3 para todos os solos



Fonte: Autor

No que diz respeito à estimativa dos parâmetros correspondentes às condições físicas observadas em campo, uma alternativa plausível, em face das observações apresentadas, seria realizar um ajuste desses valores a algum tipo de equação de curva sigmoide, como a função logística ou a tangente hiperbólica. No entanto, considerando-se a pequena quantidade de dados disponíveis para cada caso (entre quatro e cinco amostras por solo), presume-se que a qualidade desse ajuste poderia ser comprometida. Não obstante, conforme comentado, observou-se que, em alguns casos, o parâmetro k_2 não apresentou uma tendência clara de comportamento em função das variações de umidade. Portanto, a alternativa adotada para esse procedimento foi a de realizar uma interpolação linear, onde os parâmetros para a condição de campo eram

estimados a partir dos dois valores experimentais mais próximos ao teor de umidade medido em campo pelo método *Speedy*.

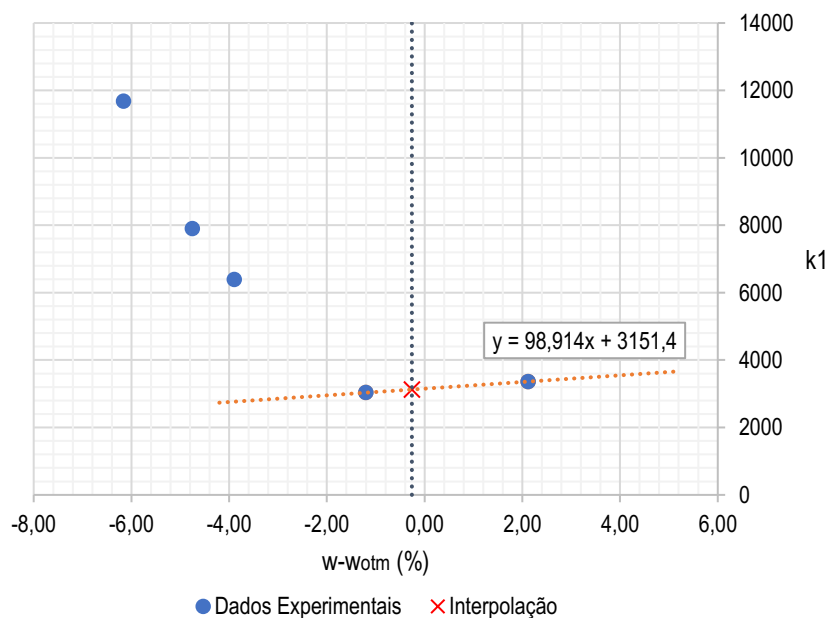
Esse processo é ilustrado a seguir para o caso do parâmetro k_1 do material R02-SB por meio da Figura 55. A partir da Tabela 12, obtém-se o valor de $w_{is} - w_{otm}$ correspondente ao estado *in situ* do material, que foi de -0,26%, o que é apresentado no gráfico pela reta vertical pontilhada. Dessa forma, os dois valores experimentais de k_1 mais próximos foram os obtidos para as amostras 4 e 5, cujos desvios absolutos de umidade foram, respectivamente, de -1,20% e 2,12%. A partir desses resultados, determinou-se uma reta de interpolação ($y = ax + b$), que é, também, apresentada na figura a partir do segmento pontilhado em laranja e com a equação resultante. Por fim, o valor de k_1 para a condição de campo (“x” em vermelho do gráfico) foi calculado a partir dessa equação e do teor de umidade correspondente da seguinte forma:

$$k_1 = 98,914 \times (w - w_{otm}) + 3151,4$$

$$k_1 = 98,914 \times (-0,26) + 3151,4$$

$$k_1 = 3126$$

Figura 55 – Processo de interpolação do parâmetro de regressão k_1 do modelo 4 para o material R02-SB na condição de umidade observada em campo



Fonte: Autor

Esse mesmo procedimento foi repetido de modo que fossem determinados os três parâmetros de cada material avaliado. Em específico, para o caso do solo R-AB, esses valores foram determinados por extrapolação, considerando-se os valores experimentais das amostras 34 e 35, que foram ensaiadas com desvios de umidade, respectivamente, de -4,79% e -2,59%,

ao passo que o material foi avaliado em campo com um teor de umidade 6,21% abaixo da sua umidade ótima. Os resultados dessa etapa são apresentados nas Tabelas 22, 23 e 24, que transcrevem os valores de $w_{is} - w_{otm}$ apresentados, anteriormente, na Tabela 12, além das constantes “ a ” e “ b ” da reta de interpolação e os respectivos valores dos parâmetros do modelo 4 calculados para a condição de campo. Tais valores serão utilizados na etapa final deste trabalho, onde serão estabelecidas as correlações com os índices dos ensaios de CPD e LWD.

Tabela 22 – Valores parâmetro de regressão k_1 do modelo 4 correspondentes à condição de campo

Material	$w_{is} - w_{otm}$ (%)	Reta de Interpolação		k_1
		a	b	
R02-SB	-0,26	98,91	3151,40	3126
R04-SL	-1,57	-1724,30	2200,50	4911
R04-SB	-0,88	10,30	3578,30	3569
A03-SL	-4,13	-1580,50	864,47	7389
A03-SB	-1,45	-2733,50	2537,10	6509
R08-SB	-5,11	3307,80	26612,00	9718
R-AL	-3,20	-3917,90	-4074,80	8468
R-AB	-6,21	651,18	10909,00	6868

Fonte: Autor

Tabela 23 – Valores parâmetro de regressão k_2 do modelo 4 correspondentes à condição de campo

Material	$w_{is} - w_{otm}$ (%)	Reta de Interpolação		k_2
		a	b	
R02-SB	-0,26	-0,0269	0,4070	0,41
R04-SL	-1,57	-0,0022	0,3770	0,38
R04-SB	-0,88	-0,0101	0,3822	0,39
A03-SL	-4,13	-0,0159	0,2423	0,31
A03-SB	-1,45	-0,01540	0,3163	0,34
R08-SB	-5,11	0,9000	4,9521	0,36
R-AL	-3,20	0,0259	0,4187	0,34
R-AB	-6,21	0,0586	0,5131	0,15

Fonte: Autor

Tabela 24 – Valores parâmetro de regressão k_3 do modelo 4 correspondentes à condição de campo

Material	$w_{is} - w_{otm}$ (%)	Reta de Interpolação		k_3
		a	b	
R02-SB	-0,26	-0,0097	-0,3863	-0,38
R04-SL	-1,57	-0,0518	-0,2877	-0,21
R04-SB	-0,88	0,0044	-0,3578	-0,36
A03-SL	-4,13	0,1041	-0,1550	-0,58
A03-SB	-1,45	0,0318	-0,3946	-0,44
R08-SB	-5,11	0,0725	0,3018	-0,07
R-AL	-3,20	-0,0313	-0,2568	-0,16
R-AB	-6,21	0,0526	0,0554	-0,27

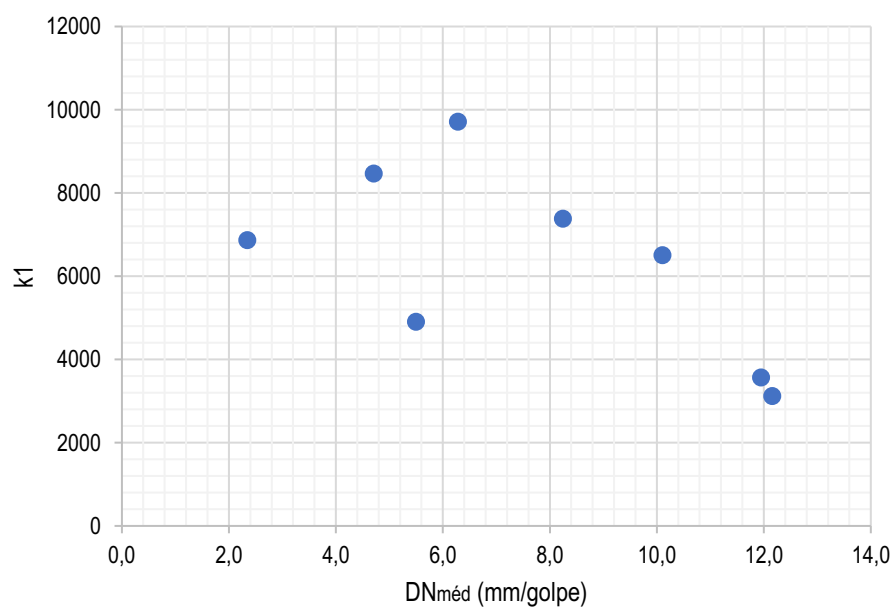
Fonte: Autor

4.4. CORRELAÇÕES ENTRE OS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CPD E LWD E O MÓDULO DE RESILIÊNCIA

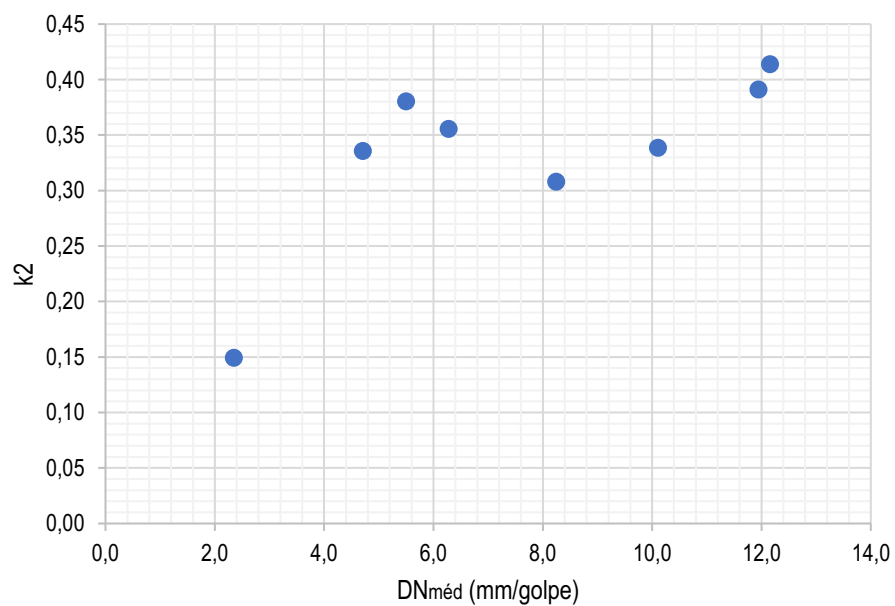
Nesta última seção do capítulo, é apresentado o processo de desenvolvimento e validação das equações para a estimativa do M_R a partir dos índices obtidos com os ensaios de CPD e LWD. A seção está dividida em dois tópicos, onde são descritos, de maneira separada, as análises e os resultados referentes a cada um dos ensaios.

4.4.1. Correlação CPD/ M_R

Antes de se propor qualquer modelo matemático ou mesmo desenvolver uma análise de cunho de estatístico dos dados, buscou-se avaliar o relacionamento entre os parâmetros do modelo 4 (Tabelas 22 a 24) com os valores do índice de penetração médio característico de cada material ($DN_{méd}$), apresentados na Tabela 14. Essas relações são ilustradas por meio dos gráficos de dispersão das Figuras 56, 57 e 58, respectivamente para os parâmetros k_1 , k_2 e k_3 . Das tendências observadas, destaca-se, em especial, o comportamento do parâmetro k_1 , que sugere, como se esperava, a redução do M_R em função do aumento do índice de penetração, o que corrobora com as constatações das diversas pesquisas sobre o gênero apresentadas no tópico 2.2.3. Não obstante, ainda se nota um aumento de ambos os parâmetros k_2 e k_3 para maiores valores de $DN_{méd}$.

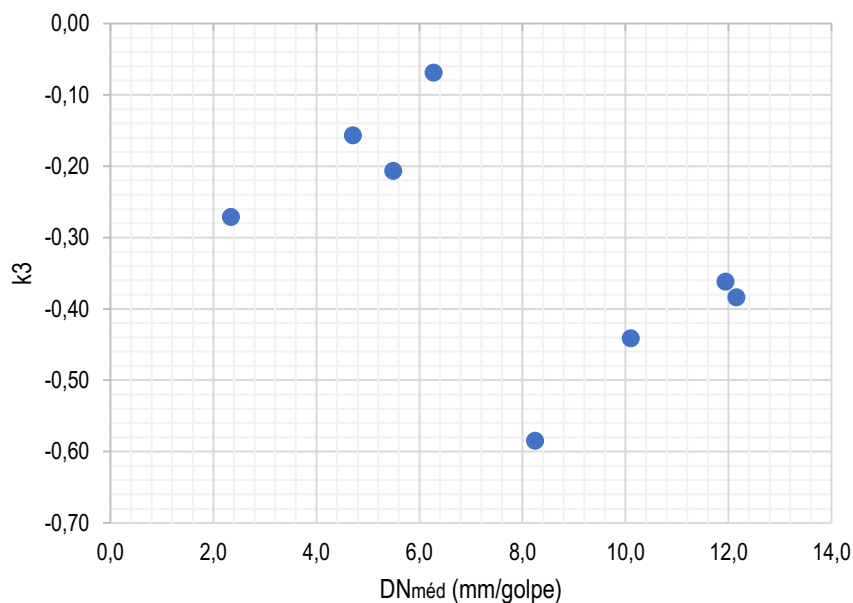
Figura 56 – Relação entre o parâmetro de regressão k_1 do modelo 4 e os valores de $DN_{méd}$ 

Fonte: Autor

Figura 57 – Relação entre o parâmetro de regressão k_2 do modelo 4 e os valores de $DN_{méd}$ 

Fonte: Autor

Figura 58 – Relação entre o parâmetro de regressão k_3 do modelo 4 e os valores de $DN_{méd}$



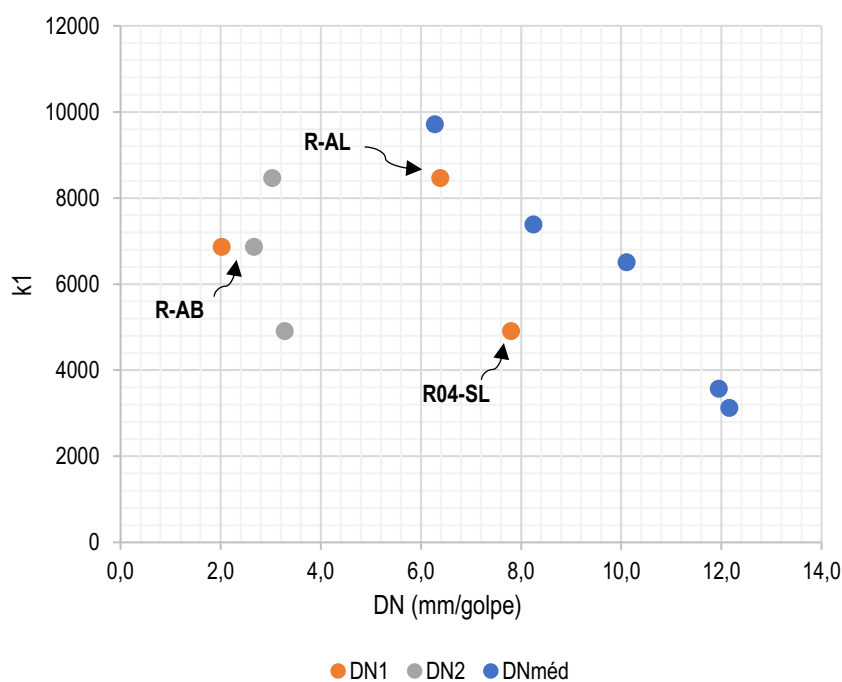
Fonte: Autor

Apesar dessas observações gráficas demonstrarem a existência de um relacionamento entre as variáveis em análise e, sobretudo, em concordância com as tendências já relatadas na literatura, é evidente o elevado grau de dispersão dos dados obtidos, o que, por si só, inviabiliza o estabelecimento de equações de correlação representativas. Em contrapartida, é importante notar alguns aspectos importantes do comportamento dessas variáveis antes de se estabelecer um veredito nesse sentido. A partir de uma segunda análise do gráfico da Figura 56, percebe-se que os cinco pontos com valores de $DN_{méd}$ acima de 6,0mm/golpe aparentam se ajustar a uma mesma tendência de variação linear, enquanto os outros três, correspondentes aos menores valores de $DN_{méd}$, se comportam de maneira discrepante a essa tendência.

Os pontos discrepantes mencionados referem-se aos solos R04-SL, R-AL e R-AB, para os quais os valores de $DN_{méd}$ foram, respectivamente: 5,5mm/golpe; 4,7mm/golpe e 2,3mm/golpe. Conforme se discutiu no tópico 4.2.2, a ocorrência de valores muito baixos do índice de penetração pode ser resultado da presença de pedregulhos no solo. Uma vez que o CPD constitui um aparelho portátil, com uma pequena carga de impacto, os resultados do ensaio tendem a ser mais afetados por esse tipo de aspecto do material em comparação ao que ocorre em outros ensaios com penetrômetros, como o CPT e o SPT. Não obstante, observando-se os dados da Tabela 14, constata-se que os solos R04-SL e R-AL foram, também, os que apresentaram os maiores valores de CV , os quais foram, respectivamente, 41,1% e 35,6%, enquanto que, para os demais materiais, esses valores estiveram abaixo de 15,0%.

O fato apresentado no parágrafo anterior sugere que os valores calculados de $DN_{méd}$ para os solos R04-SL e R-AL podem não ser representativos do seu comportamento mecânico, dada a grande discrepância entre os resultados obtidos a partir das duas determinações do ensaio, nos furos 1 e 2 (Tabela 13). Dessa divergência, pode-se, ainda, presumir, em face do exposto até aqui, que o menor valor de DN dentre as duas determinações de cada solo tenha ocorrido devido à presença de pedregulhos no substrato avaliado e, portanto, fornece uma caracterização errada do solo. Embora não se possa, de fato, justificar essas hipóteses sem um maior número de determinações de DN para os solos em questão, elas podem servir como argumento para ajustar os dados usados na análise de correlação. De forma a ilustrar essa proposta, é apresentado na Figura 59, o gráfico de dispersão dos valores de k_1 em função de DN , onde os valores de $DN_{méd}$ dos solos R04-SL, R-AL e R-AB são substituídos pelos índices obtidos a partir dos ensaios nos furos 1 (DN_1) e 2 (DN_2).

Figura 59 – Relação entre o parâmetro de regressão k_1 do modelo 4 e os valores de $DN_{méd}$ (solos R02-SB, R04-SB, A03-SL, A03-SB e R08-SB) e DN_1 e DN_2 (solos R04-SL, R-AL e R-AB)



Fonte: Autor

Da Figura 59, percebe-se que ambos os valores de DN_1 obtidos para os solos R04-SL (7,8mm/golpe) e R-AL (6,4 mm/golpe) apresentam um ajuste mais adequado à tendência de comportamentos apresentada pelos demais materiais, para os quais houve menor dispersão entre os resultados de DN_1 e DN_2 . Por outro lado, nota-se que o solo R-AB continua fornecendo um valor discrepante, independentemente do valor de DN considerado. Esse aspecto pode ser

justificado com base na diferença entre as características apresentadas por esse material em relação aos demais solos estudados nesta pesquisa. Mesmo em comparação com o solo A03-SL, que também apresenta um alto teor de finos, o solo R-AB demonstrou um aspecto mais distante de um material granular, resultante da predominância de frações argilosas em sua composição. Salienta-se, ainda, que a grande presença de pedregulhos nesse solo pode ter colaborado para os valores reduzidos de DN observados em campo.

Nesse sentido, optou-se por retirar o solo R-AB do modelo de correlação proposto, seguindo uma abordagem já adotada por outros autores em estudos com ensaios *in situ*, como Alves (2002) e Rodrigues (2017), que obtiveram melhores resultados adotando expressões separadas em função da classificação do solo. Com base no que se observou com a Figura 59, decidiu-se, também, por substituir os valores de $DN_{méd}$ dos solos R04-SL e R-AL pelos seus respectivos valores de DN_1 . O resumo dessa etapa de ajuste dos dados é apresentado na Tabela 25, que apresenta os valores de DN adotados para o desenvolvimento das correlações, além dos parâmetros de regressão do modelo 4 correspondentes a cada solo.

Tabela 25 – Valores ajustados de DN e parâmetros de regressão do modelo 4 usados nas equações de correlação

Material	DN (mm/golpe)	Parâmetros de Regressão		
		k_1	k_2	k_3
R02-SB	12,2	3126	0,41	-0,38
R04-SL	7,8	4911	0,38	-0,21
R04-SB	11,9	3569	0,39	-0,36
A03-SL	8,2	7389	0,31	-0,58
A03-SB	10,1	6509	0,34	-0,44
R08-SB	6,3	9718	0,36	-0,07
R-AL	6,4	8468	0,34	-0,16

Fonte: Autor

A partir dos dados da Tabela 25, foram desenvolvidas as análises de regressão entre os valores de DN e os parâmetros k_1 , k_2 e k_3 . O melhor ajuste dos dados foi obtido com o uso de equações logarítmicas, de forma similar ao que propôs Mousavi, Gabr e Borden (2018). As expressões (91), (92) e (93), resultantes dessas análises são apresentadas a seguir. Os valores correspondentes de R^2 e os resultados do teste F para a significância global das três equações são apresentados na Tabela 26.

$$k_1 = 23413 - 7937 \ln DN \quad (91)$$

$$k_2 = 0,197 + 0,076 \ln DN \quad (92)$$

$$k_3 = 0,563 - 0,406 \ln DN \quad (93)$$

Tabela 26 – Valores de R^2 e resultados do teste F para as equações de correlação entre o índice DN e os parâmetros de regressão do modelo 4

Equação	R^2	F_{Calc}	F_{Tab}	p-valor
(91)	0,77	16,64		0,01
(92)	0,32	2,37	6,61	0,18
(93)	0,39	3,14		0,14

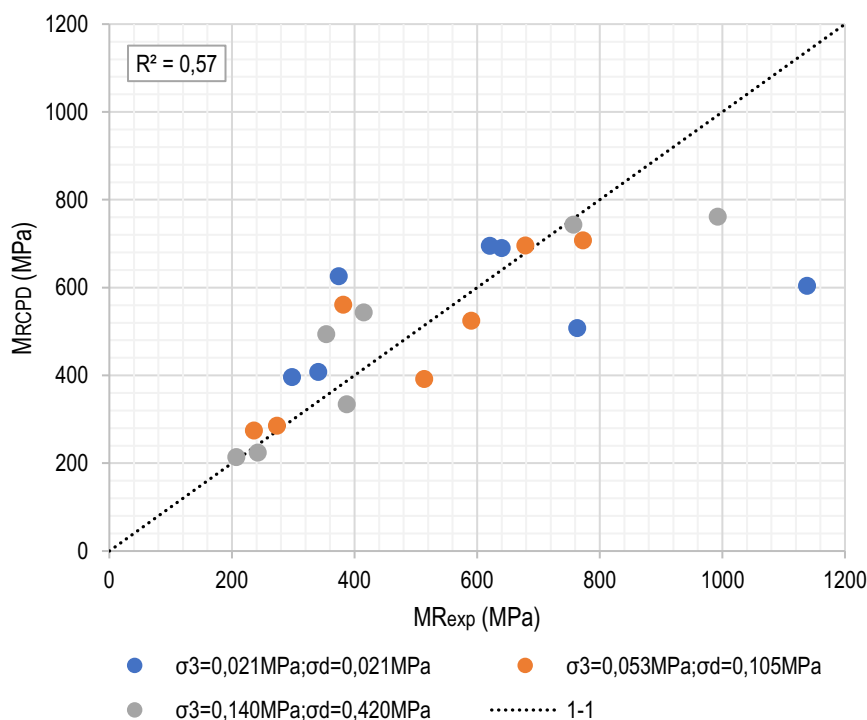
Fonte: Autor

Dos resultados apresentados na Tabela 26, verifica-se, conforme esperado um bom desempenho da equação (91), evidenciado pelo valor de $R^2 = 0,77$. Na mesma linha, obtém-se do teste F que $F_{Calc} > F_{Tab}$, o que aponta que o relacionamento entre as duas variáveis definido pela equação em questão é estatisticamente significativo para o nível adotado de 5%. Destaca-se ainda da Tabela 26 o resultado do p-valor fornecido pelo software LAB-Fit, que corresponde ao menor nível de significância para a rejeição da hipótese nula do teste. Assim, com um p-valor $< 0,05$, é corroborada a qualidade do ajuste obtido com a equação (91).

Por outro lado, no que diz respeito as equações (92) e (93), percebe-se uma notável deficiência na estimativa dos parâmetros k_2 e k_3 . Tanto os valores baixos de R^2 , como os resultados do teste F não sugerem a qualidade esperada para o desempenho dessas expressões em termos estatísticos. Quanto a essas observações, cabe destacar, embora seja evidente, que os resultados obtidos neste estudo são fundamentados em um conjunto restrito de dados. Nesse sentido, embora se observe graficamente uma tendência de relacionamento entre as variáveis, o ajuste dos dados a quaisquer modelos matemáticos está sujeito a influência da dispersão observada em seus valores, a qual tende a ser mais relevante para espaços amostrais pequenos. Além disso, conforme mencionado anteriormente, tem-se, ainda, que os valores dos parâmetros k_1 , k_2 e k_3 são resultado de outras análises de regressão e, portanto, sujeitos a toda variabilidade resultante do processo.

Uma outra forma de avaliar o desempenho das equações de correlação obtidas é a partir da comparação entre os valores medidos e estimados de M_R . Nesse caso, consideram-se como valores “medidos” aqueles obtidos a partir dos coeficientes de regressão apresentados na Tabela 25, que resultaram do processo de interpolação desenvolvido. Já para os valores estimados, são calculados os respectivos parâmetros k_1 , k_2 e k_3 por meio das equações (91), (92) e (93) e dos índices DN da Tabela 25. Para todos os casos, os parâmetros foram aplicados ao modelo 4, considerando três diferentes pares de tensões adotados no método de ensaio DNIT 134/2018-ME, com tensões confinantes de 0,021MPa, 0,053MPa e 0,140MPa, e tensões desvio, respectivamente, de 0,021MPa, 0,105MPa e 0,420MPa. O gráfico resultante dessa análise é apresentado na Figura 60.

Figura 60 – Relação entre os valores medidos de M_R e os estimados a partir da correlação com o índice DN do ensaio CPD para os solos avaliados em diferentes níveis de tensões



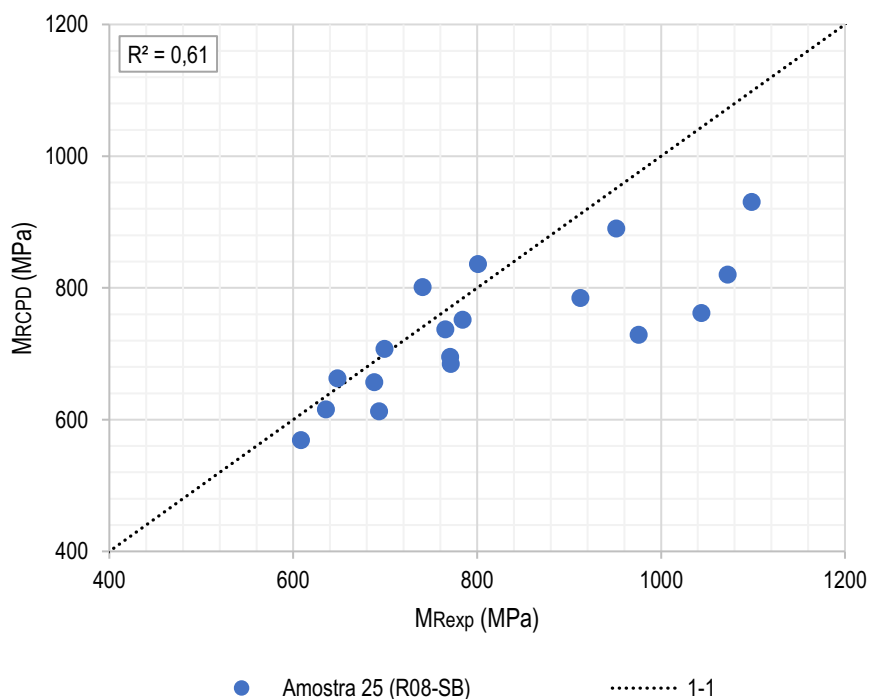
Fonte: Autor

Da Figura 60, observa-se que os valores estimados a partir do ensaio de CPD (M_{RCPD}) aproximam-se dos valores obtidos a partir dos parâmetros experimentais (M_{Rexp}), em especial na faixa abaixo de 800 MPa. Acima desse nível, há uma tendência de as equações propostas subestimarem os resultados experimentais, o que é indicado pelos pontos abaixo da reta de igualdade. Embora haja uma certa dispersão dos dados ($R^2 = 0,57$), nota-se que o modelo proposto apresentou um bom desempenho na estimativa do M_R dos solos avaliados. Destaca-

se que esses resultados são significativamente superiores aos obtidos por Hassan (1996) e Alves (2002) e se equiparam aos de Gudishala (2004). No entanto, o principal aspecto positivo desse modelo resulta da sua capacidade de estimar os valores de M_R sob diferentes níveis de tensões, o que, evidentemente, constitui uma limitação dos modelos anteriores.

Uma análise similar e, de fato, em termos de valores experimentais de M_R , pode ser feita quando se consideram os resultados da amostra 25 (R08-SB), que foi avaliada no ensaio triaxial de carga repetida sob um teor de umidade de 2,40% (Tabela 18), aproximadamente igual ao que o solo R08-SB foi encontrado em campo. Dessa forma, considerando a sequência de tensões de sub-bases da Tabela 1, adotada para o ensaio dessa amostra, calculou-se os valores estimados de M_R a partir da aplicação do modelo 4 e das equações (91), (92) e (93) com o valor de DN desse solo, igual a 6,3mm/golpe. A comparação entre os valores medidos e estimados para esse caso é apresentada na Figura 61. De modo geral, observa-se um ajuste um pouco melhor ao obtido com o conjunto total dos solos, no entanto, mantendo-se a mesma tendência de as estimativas subestimarem os resultados experimentais para valores altos de M_R , o que pode ser justificativa pela previsão ineficiente dos parâmetros k_2 e k_3 .

Figura 61 – Relação entre os valores medidos de M_R e os estimados a partir da correlação com o índice DN do ensaio CPD para a amostra 25 (solo R08-SB)



Fonte: Autor

Por fim, tem-se como último requisito para a análise de qualidade das equações (91), (92) e (93), validar o seu desempenho com base em resultados disponíveis na literatura. Em vista os aspectos que nortearam o desenvolvimento dessas relações, buscou-se uma base de dados com solos similares aos avaliados neste trabalho. Não obstante, embora se admitisse uma certa extrapolação, esses dados ainda deveriam estar compreendidos em uma faixa de valores de DN entre 6,3mm/golpe e 12,2 mm/golpe, que correspondem aos índices de penetração para os quais as equações foram estabelecidas.

Embora não tenha sido possível encontrar uma base de dados que atendesse todos os requisitos estabelecidos, dado o número reduzido de trabalhos disponíveis sobre o tema com solos desse tipo, utilizou-se, de forma ilustrativa, alguns resultados apresentados por Gudishala (2004), com agregados de camadas de base do estado da Louisiana, e Herath *et al.* (2005), com solos finos de subleitos dessa região. O banco de dados utilizado é apresentado na Tabela 27, onde os valores de M_R obtidos por Gudishala (2004) e Herath *et al.* (2005) foram determinados, respectivamente, para tensões confinantes de 34,5kPa e 14,0kPa, e tensões desvio de 103,5kPa e 41,3kPa. A Tabela 27 ainda apresenta os valores dos parâmetros de regressão do modelo 4 estimados a partir das equações (91), (92) e (93).

Dentre as características dos resultados apresentados, nota-se que os valores de DN situam-se entre 8,8mm/golpe e 17,2mm/golpe, com os maiores índices caracterizando os solos finos estudados por Herath *et al.* (2005). Destacam-se, por outro lado, os valores de M_R obtidos desses estudos, os quais variaram de 69,6MPa a 298,0MPa. Mesmo considerando apenas os agregados de base avaliados por Gudishala (2004), é evidente que esses materiais apresentam um nível de rigidez significativamente inferior ao que se observou para os solos estudados neste trabalho sob baixos níveis de umidade, os quais, chegaram a atingir nos ensaios triaxiais valores de M_R superiores a 1000MPa.

Por si só, tais observações já sugerem a inviabilidade de se validar as correlações propostas a partir dos resultados apresentados na Tabela 27. Não obstante, a similaridade dos valores de DN observados por Gudishala (2004) e Herath *et al.* (2005) com os medidos para os solos avaliados nesta pesquisa, fornecem mais um indicativo de que correlações entre os resultados do ensaio de CPD e o M_R só podem ser estabelecidas de maneira adequada quando se adota uma categorização dos dados, seja a partir da classificação dos materiais pelos critérios tradicionais SUCS e AASHTO, ou de outros aspectos que possibilitem uma separação em grupos de materiais com propriedades equivalentes.

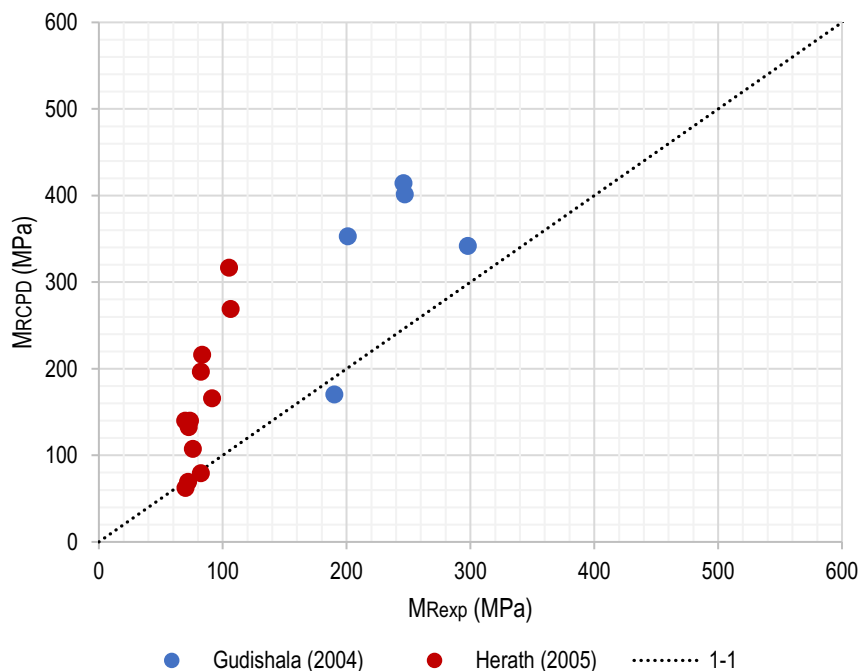
Tabela 27 – Banco de dados com valores de DN e M_R observados nos estudos de Gudishala (2004) e Herath *et al.* (2005) e os parâmetros de regressão estimados a partir das correlações propostas

Referência	Amostra	DN (mm/golpe)	M_{Rexp} (MPa)	Parâmetros de Regressão Estimados		
				k_1	k_2	k_3
Gudishala (2004)	CL-3	9,8	201	5298	0,37	-0,36
	CL-4	13,7	190	2639	0,39	-0,50
	CL2	8,8	246	6152	0,36	-0,32
	Rap-3	10,0	298	5137	0,37	-0,37
	Rap-4	9,0	247	5974	0,36	-0,33
Herath et al. (2005)	L2	15,0	69,6	1919	0,40	-0,54
	L3	17,0	71,9	926	0,41	-0,59
	L4	16,7	82,4	1067	0,41	-0,58
	L6	13,0	83,4	3055	0,39	-0,48
	347-1	13,5	82,4	2755	0,39	-0,49
	347-2	15,2	72,4	1814	0,40	-0,54
	347-3	15,0	73,5	1919	0,40	-0,54
	171-1	14,3	91,4	2299	0,40	-0,52
	171-2	17,2	70,0	833	0,41	-0,59
	1349	15,9	76,0	1457	0,41	-0,56
	1353	11,7	106,4	3891	0,38	-0,43
1598	10,6	105,0	4675	0,38	-0,39	

Fonte: Autor

A partir dos parâmetros de regressão apresentados na Tabela 27, foram calculados os valores de M_{RCPD} por meio do modelo 4, considerando os níveis de tensões adotados por cada autor. A relação entre os valores medidos e estimados é ilustrada na Figura 62, a qual confirma o que foi exposto no parágrafo anterior. De modo geral, percebe-se que as correlações apresentadas nesta pesquisa superestimam, em grande parte, os resultados obtidos pelos dois autores. No entanto, essa discrepância está, possivelmente, mais associada a diferença de comportamento dos materiais, do que a qualidade das equações propostas, a qual só pode ser verificada, de fato, no contexto de solos similares.

Figura 62 – Relação entre os valores medidos de M_R por Gudishala (2004) e Herath *et al.* (2005) e os estimados a partir das correlações propostas com o índice DN do ensaio CPD

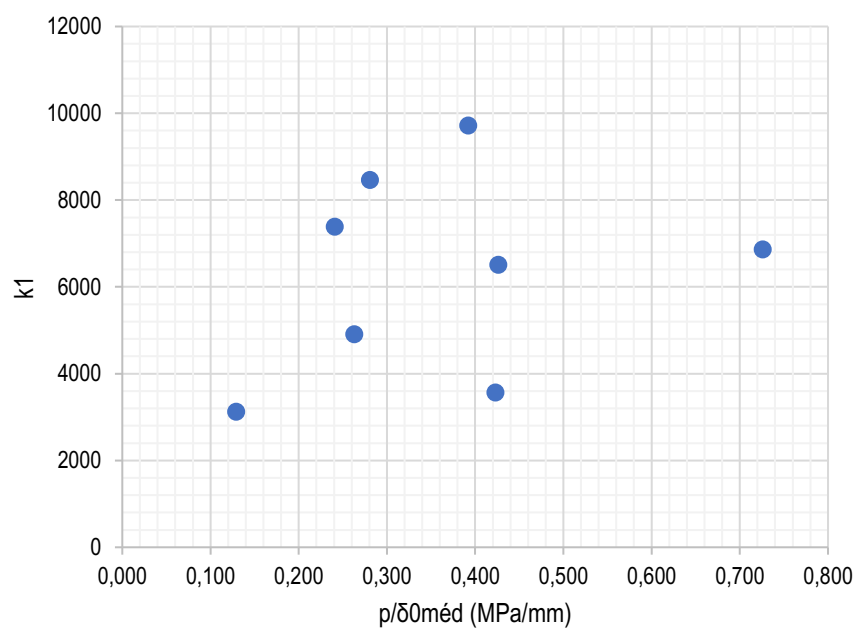


Fonte: Autor

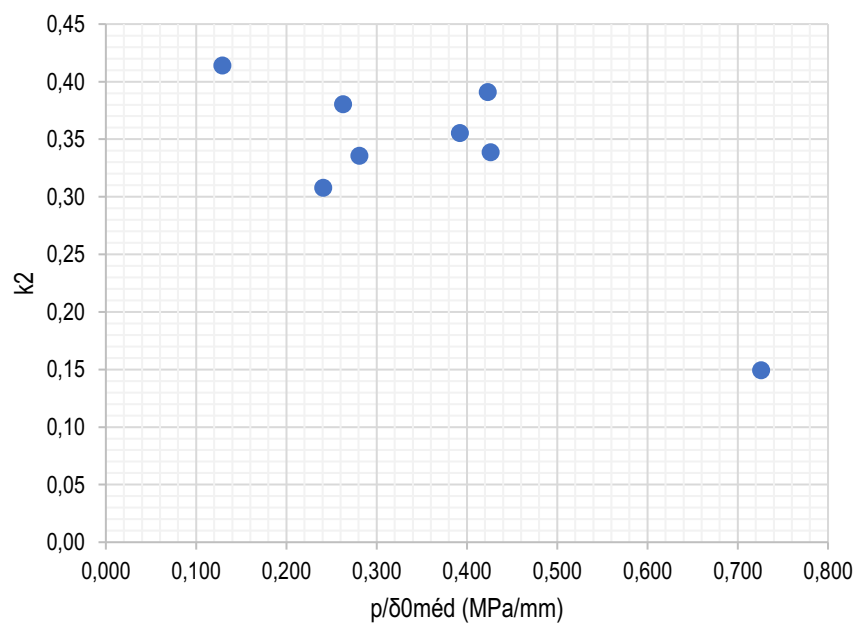
4.4.2. Correlação LWD/ M_R

O estudo das correlações entre os parâmetros de deformabilidade medidos por meio do LWD e o M_R seguiu as mesmas etapas e processos adotados no tópico anterior para o desenvolvimento das equações com base no CPD. Desse modo, foram avaliados, à priori, os gráficos de dispersão das Figuras 63, 64 e 65, que relacionam, respectivamente, os parâmetros k_1 , k_2 e k_3 do modelo 4 (Tabelas 22 a 24) com os valores médios da razão p/δ_0 determinada no ensaio de LWD (Tabela 16). Nesse caso, preferiu-se o uso desse índice ao invés do módulo E_{LWD} devido a esse último depender do cálculo pela equação (73), além da escolha dos valores do coeficiente de Poisson (ν) e do fator de distribuição de carga (f), conforme destacado no estudo de Mousavi, Gabr e Borden (2017).

Conforme se previa, verificam-se aqui tendências opostas ao que se observou no tópico anterior com o índice DN do ensaio CPD. Apesar da dispersão dos dados, é evidente o aumento do parâmetro k_1 em função de maiores valores da razão $p/\delta_{0méd}$, o que indica a existência de uma paridade entre os módulos obtidos por meio dos ensaios triaxiais e o E_{LWD} . Verifica-se, ainda, das Figuras 64 e 65, uma tendência de redução dos parâmetros k_2 e k_3 com o aumento de $p/\delta_{0méd}$.

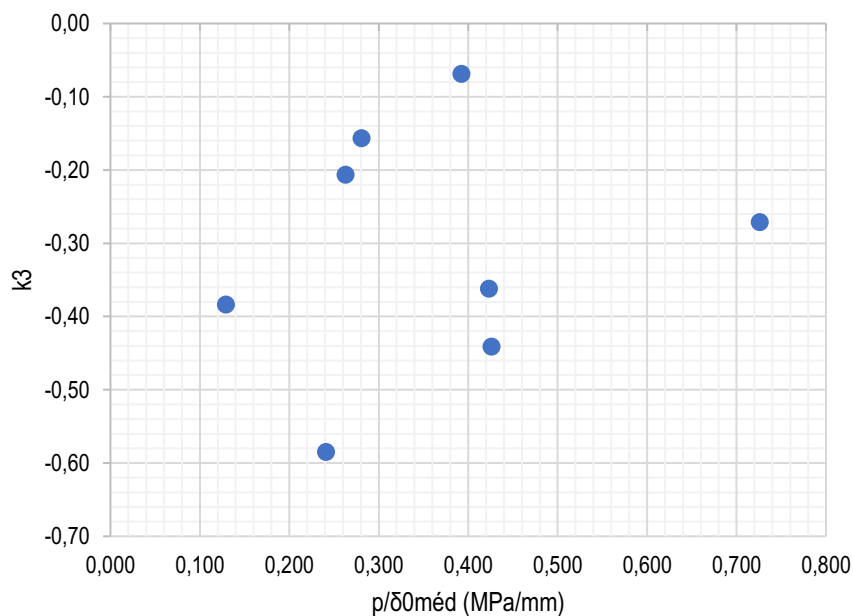
Figura 63 – Relação entre o parâmetro de regressão k_1 do modelo 4 e os valores de $p/\delta_{0méd}$ 

Fonte: Autor

Figura 64 – Relação entre o parâmetro de regressão k_2 do modelo 4 e os valores de $p/\delta_{0méd}$ 

Fonte: Autor

Figura 65 – Relação entre o parâmetro de regressão k_3 do modelo 4 e os valores de $p/\delta_{0méd}$



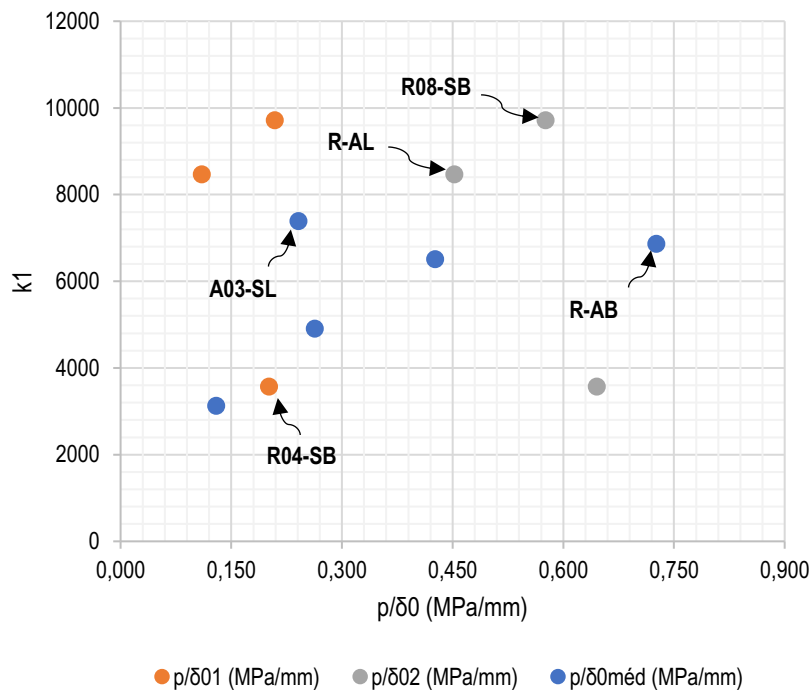
Fonte: Autor

Por outro lado, novamente, tem-se o inconveniente associado a variabilidade dos dados obtidos, o que inviabiliza um ajuste significativo desses dados a equações matemáticas de qualquer natureza. Desse modo, pode-se assumir a abordagem adotada no tópico anterior para o ajuste dos dados, sobretudo, considerando que os resultados do ensaio de LWD apresentaram uma dispersão maior do que a observada para o CPD, com valores de CV entre os parâmetros obtidos nas duas determinações superiores a 80% (Tabela 16). Logo, faz-se, de forma específica, uma nova análise da relação entre k_1 e p/δ_0 por meio do gráfico da Figura 66, porém, nesse caso, consideram-se apenas os valores de $p/\delta_{0méd}$ para os solos que apresentaram valores baixos de CV , enquanto que, para os materiais R04-SB, R08-SB e R-AL, cujos CV s foram, respectivamente, 74,2%, 66,2% e 86,0%, apresentam-se os valores correspondentes às determinações 1 e 2 (Tabela 15).

Da Figura 66, percebe-se um notável alinhamento dos valores de p/δ_{02} obtidos para os solos R08-SB e R-AL com a tendência apresentada pelos solos R02-SB, R04-SL e A03-SB, com seus respectivos $p/\delta_{0méd}$. Por outro lado, para o solo R04-SB, foi o valor mínimo de p/δ_{01} que se mostrou em concordância com os resultados apresentados pelos outros materiais. Quanto a esses fatos, cabe observar, que, diferente do que ocorre com o CPD, os resultados do ensaio de LWD, estão propensos a erros que podem resultar tanto em previsões superestimadas como subestimadas dos parâmetros de rigidez do material. Isso decorre da maior quantidade e diversidade de fatores que podem modificar as medidas obtidas no ensaio, como: a qualidade

do nivelamento da placa ao terreno, a granulometria e o estado físico do material, além das próprias configurações do aparelho utilizado.

Figura 66 – Relação entre o parâmetro de regressão k_1 do modelo 4 e os valores de $p/\delta_{0méd}$ (solos R02-SB, R04-SL, A03-SL, A03-SB e R-AB) e p/δ_{01} e p/δ_{02} (solos R04-SB, R08-SB e R-AL)



Fonte: Autor

Outrossim, percebe-se, ainda, da Figura 66 que os pontos correspondentes aos solos A03-SL e R-AB divergem da tendência apresentada pelos outros seis materiais. Embora na análise dos resultados do ensaio de CPD esse tipo de comportamento tenha sido observado com destaque apenas para o solo R-AB, as argumentações estabelecidas aqui são as mesmas, posto que, ambos os solos apresentam as maiores diferenças em relação ao grupo estudado, dado o seu caráter mais fino. Pode-se adicionar ainda que um ensaio deflectométrico como o LWD pode ter uma maior “sensibilidade” a tais diferenças. Nesse sentido, a solução final proposta para a definição das equações de correlação foi eliminar esses dois solos da análise e substituir os valores $p/\delta_{0méd}$ dos solos R04-SB, R08-SB e R-AL pelos respectivos resultados dentre as determinações 1 e 2 que melhor se ajustaram à tendência geral. Na Tabela 28 são apresentados os valores de p/δ_0 ajustados por meio dessa metodologia, além dos parâmetros de regressão do modelo 4 para cada solo.

Tabela 28 – Valores ajustados de p/δ_0 e parâmetros de regressão do modelo 4 usados nas equações de correlação

Material	p/δ_0 (MPa/mm)	Parâmetros de Regressão		
		k_1	k_2	k_3
R02-SB	0,129	3126	0,41	-0,38
R04-SL	0,263	4911	0,38	-0,21
R04-SB	0,201	3569	0,39	-0,36
A03-SB	0,426	6509	0,34	-0,44
R08-SB	0,576	9718	0,36	-0,07
R-AL	0,452	8468	0,34	-0,16

Fonte: Autor

Adotou-se um modelo linear para a análise de regressão entre os valores de p/δ_0 e os parâmetros k_1 , k_2 e k_3 apresentados Tabela 28. Como resultado, foram obtidas as expressões (94), (95) e (96), para as quais os valores de R^2 e os resultados do teste F são apresentados na Tabela 29.

$$k_1 = 825 + 15311 \frac{p}{\delta_0} \quad (94)$$

$$k_2 = 0,423 - 0,158 \frac{p}{\delta_0} \quad (95)$$

$$k_3 = -0,451 + 0,532 \frac{p}{\delta_0} \quad (96)$$

Tabela 29 – Valores de R^2 e resultados do teste F para as equações de correlação entre a razão p/δ_0 e os parâmetros de regressão do modelo 4

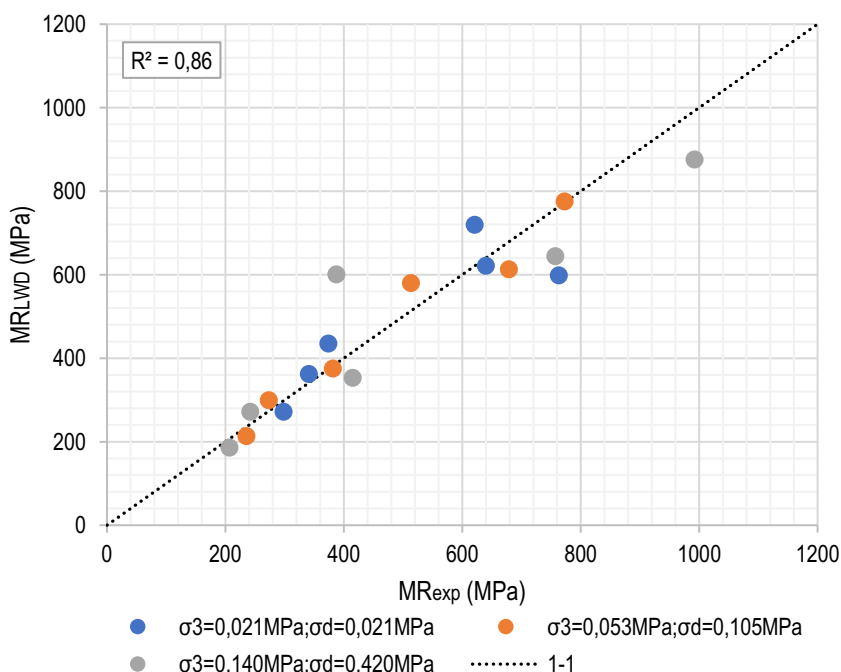
Equação	R^2	F_{Calc}	F_{Tab}	p-valor
(94)	0,96	93,71		0,00
(95)	0,75	11,88	7,71	0,03
(96)	0,38	2,46		0,19

Fonte: Autor

Apesar do menor número de amostras usadas para o desenvolvimento dessas equações, é evidente o seu melhor desempenho estatístico em comparação ao que se obteve com os resultados do CPD, o que, possivelmente, é resultado da maior similaridade das condições de carregamento e deformabilidade do ensaio de LWD com o que ocorre nos ensaios triaxiais de carga repetida. A equação (94) demonstrou um ajuste eficiente aos dados em questão, o que se reflete no seu $R^2 = 0,96$ e nos resultados do teste F . A mesma constatação, embora em menor grau, pode ser dita sobre a equação (95) e, de modo geral, a única deficiência da correlação proposta no contexto dos solos avaliados reside na estimativa do parâmetro k_3 , haja vista os resultados menos positivos da equação (96).

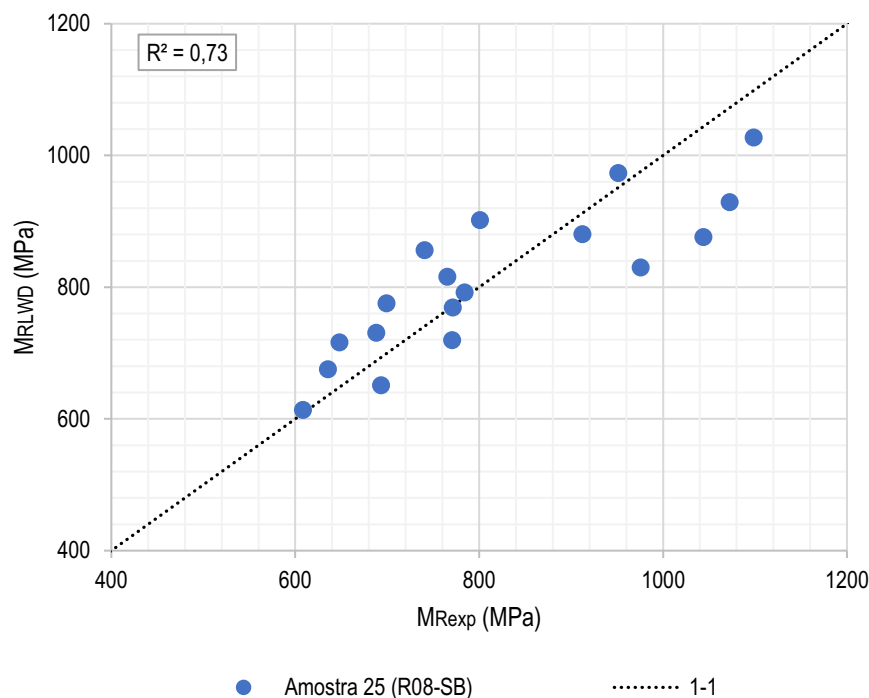
De forma a avaliar o desempenho global dessas equações na estimativa do M_R em diferentes níveis de tensões, faz-se aqui, também, uma análise comparativa entre os valores medidos (M_{Rexp}), calculados a partir do modelo 4 com os parâmetros de regressão interpolados da Tabela 28, e os estimados por meio das equações propostas (M_{RLWD}). Tal qual se fez no tópico anterior, aqui são avaliados os valores de M_R obtidos para os pares de tensões confinantes de 0,021MPa, 0,053MPa e 0,140MPa, e tensões desvio de 0,021MPa, 0,105MPa e 0,420MPa, respectivamente, com gráfico resultante sendo apresentado na Figura 67. Além dessa análise, na Figura 68, repete-se o estudo com os dados da amostra 25 (R08-SB), considerando os pares de tensões adotados para o ensaio.

Figura 67 – Relação entre os valores medidos de M_R e os estimados a partir da correlação com a razão p/δ_0 do ensaio LWD para os solos avaliados em diferentes níveis de tensões



Fonte: Autor

Figura 68 – Relação entre os valores medidos de M_R e os estimados a partir da correlação com a razão p/δ_0 do ensaio LWD para a amostra 25 (solo R08-SB)



Fonte: Autor

Em ambas as situações, em comparação ao que se observou no tópico anterior para as estimativas a partir do CPD, é verificada aqui uma maior robustez das equações propostas com base no ensaio de LWD para a previsão dos valores de M_R dos solos estudados sob diferentes combinações de tensões confinantes e desvio. Além dos valores de R^2 superiores a 0,70, a qualidade da estimativa obtida é evidenciada pela maior aproximação dos resultados à reta de igualdade dos gráficos, bem como, pela ausência de tendências notáveis de superestimação ou subestimação ao longo de toda a faixa de valores de M_R avaliada.

Para a etapa final de validação das equações foi realizada uma comparação com os resultados apresentados na Tabela 30, obtidos dos trabalhos de Gudishala (2004) e White, Thompson e Vennapusa (2007). Os dados de Gudishala (2004) tratam dos materiais de bases granulares citados no tópico anterior. Os ensaios de LWD desse trabalho foram realizados com um aparelho modelo *CARL BRO Prima 100*, com placa de carga 20cm de diâmetro. Os valores de E_{LWD} foram determinados assumindo um coeficiente de Poisson $\nu = 0,5$, e um fator de distribuição de carga $f = 2,0$. Já White, Thompson e Vennapusa (2007) desenvolveram seu estudo com amostras de uma argila arenosa do estado de Minnesota. Os resultados de E_{LWD} apresentados na Tabela 30 foram obtidos com um LWD *ZORN ZFG 2000* (placa de 20cm), assumindo $\nu = 0,4$ e $f = \pi/2$.

Conforme comentado no t3pico anterior, os valores de M_R extra3idos do trabalho de Gudishala (2004) correspondem a um par de tens3es confinante de 34,5kPa e desvio de 103,5kPa. Por sua vez, White, Thompson e Vennapusa (2007) calcularam o M_R assumindo uma tens3o confinante de 41,4kPa e a tens3o desvio de 68,9kPa. Destaca-se tamb3em que os valores de p/δ_0 foram determinados a partir da equa33o (73), considerando os resultados de E_{LWD} apresentados por cada autor, bem como os respectivos valores do raio da placa de carga e das constantes ν e f .

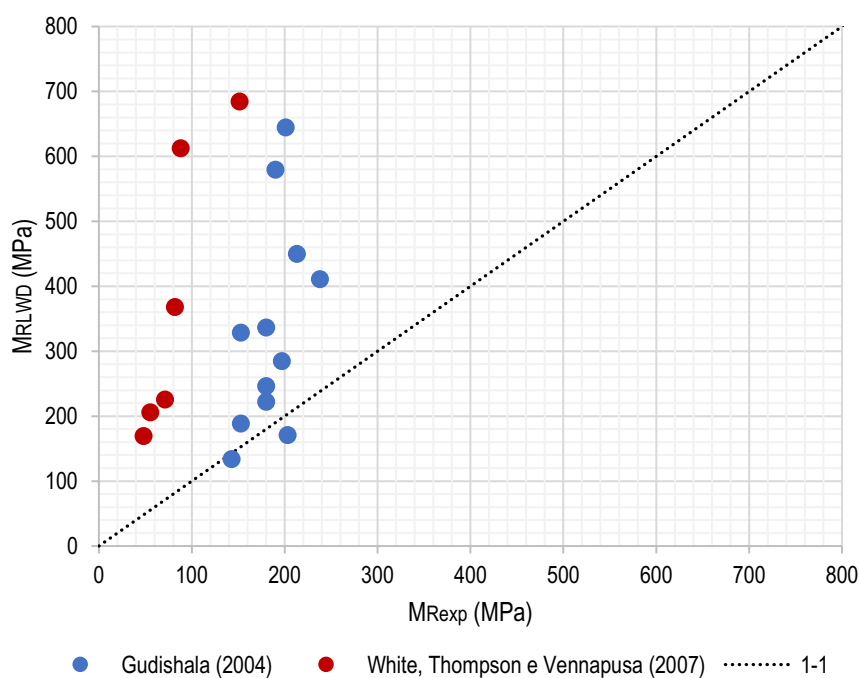
Tabela 30 – Banco de dados com valores de E_{LWD} , p/δ_0 e M_R observados nos estudos de Gudishala (2004) e White, Thompson e Vennapusa (2007) e os par3metros de regress3o estimados a partir das correla33es propostas

Refer3ncia	Amostra	E_{LWD} (MPa)	p/δ_0 (MPa/mm)	M_{Rexp} (MPa)	Par3metros de Regress3o Estimados		
					k_1	k_2	k_3
Gudishala (2004)	CL-1	34,5	0,230	197	4347	0,39	-0,33
	CL-2	57,3	0,382	213	6674	0,36	-0,25
	CL-3	82,7	0,551	201	9266	0,34	-0,16
	CL-4	74,4	0,496	190	8419	0,34	-0,19
	Sand-1	18,0	0,120	203	2662	0,40	-0,39
	Sand-2	40,7	0,271	153	4979	0,38	-0,31
	Sand-3	20,6	0,137	153	2928	0,40	-0,38
	Sand-4	12,5	0,083	143	2101	0,41	-0,41
	Sand-5	25,5	0,170	180	3428	0,40	-0,36
	Sand-6	41,8	0,279	180	5092	0,38	-0,30
	Rap-1	29,0	0,193	180	3785	0,39	-0,35
	Rap-2	52,0	0,347	238	6133	0,37	-0,27
White, Thompson e Vennapusa (2007)	27#2	67,5	0,512	151,5	8658	0,34	-0,18
	28#2	59,4	0,450	88,0	7718	0,35	-0,21
	28#3	16,9	0,128	71,2	2786	0,40	-0,38
	28#4	10,9	0,083	48,0	2090	0,41	-0,41
	28#5	14,8	0,112	55,2	2542	0,41	-0,39
	28#6	32,4	0,246	81,8	4585	0,38	-0,32

Fonte: Autor

A partir das equações (94), (95) e (96) e dos respectivos valores de p/δ_0 de cada amostra, estimou-se os parâmetros k_1 , k_2 e k_3 apresentados na Tabela 30. Por fim, aplicando-se o modelo 4 para os níveis de tensões adotados em cada estudo, foram determinados os valores estimados de M_{RLWD} . A comparação entre esses valores e os resultados de M_{Rexp} apresentados na Tabela 30 é ilustrada na Figura 69. De forma similar ao que ocorreu com as correlações baseadas no CPD, aqui é observado que as correlações propostas superestimam os resultados apresentados por ambos os estudos. Novamente, salienta-se que essas constatações não indicam, necessariamente, uma deficiência total dessas equações, porém, que elas são de aplicabilidade restrita, tal qual a maioria expressões propostas na literatura, devendo, pois, ser avaliadas e utilizadas dentro do contexto dos solos usados no seu desenvolvimento.

Figura 69 – Relação entre os valores medidos de M_R por Gudishala (2004) e White, Thompson e Vennapusa (2007) e os estimados a partir das correlações propostas com a razão p/δ_0 do ensaio LWD



Fonte: Autor

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

5.1. CONCLUSÕES

Com base nos objetivos estabelecidos para este trabalho e nos resultados obtidos por meio estudo experimental desenvolvido, foi possível estabelecer as seguintes conclusões:

- **Sobre o ajuste dos modelos constitutivos**

Da etapa preliminar de tratamento dos dados dos ensaios triaxiais, constatou-se a ocorrência de valores discrepantes de M_R , especialmente, para as amostras na condição seca e sob níveis baixos de tensão desvio, de modo que tais valores foram associados às imprecisões nas leituras das deformações resilientes, em face das limitações dos LVDTs usados. Nesse sentido, a metodologia da análise de quartis mostrou-se uma alternativa prática e eficaz para a substituição desses valores, mantendo as tendências de comportamento observadas no ensaio, porém ajustando a magnitude dos valores de M_R .

Das análises de regressão realizadas com os dados tratados, concluiu-se, com base nos valores dos parâmetros R^2 , R_{ajust}^2 e $RMSE$, que, dentre os oito modelos constitutivos definidos para o estudo, os modelos 4 e 5 apresentaram o melhor desempenho na representação do comportamento resiliente dos solos avaliados. Ambos apresentaram resultados equivalentes em termos de ajuste estatístico, porém, o modelo 4 foi adotado para o desenvolvimento das correlações propostas, tendo em vista o fato do seu uso ser mais difundido no cenário nacional.

- **Sobre a influência da umidade no M_R**

Em concordância com estudos anteriores, observou-se que a redução da umidade do solo confere um acréscimo significativo de sua rigidez, indicado pelo aumento do M_R . Em contrapartida, o efeito do umedecimento se mostrou menos efetivo, sobretudo para os solos com menor teor de finos, para os quais os valores de M_R na condição úmida mantiveram-se aproximadamente constantes ao das amostras ensaiadas para a umidade ótima. Tal aspecto é plausível do ponto de vista teórico, uma vez que, em ensaios drenados e com materiais de elevada permeabilidade, o desenvolvimento de pressões neutras é minimizado, tornando irrisório o impacto desse acréscimo umidade.

No entanto, destaca-se que para os solos A03-SL e R-AB, com maiores concentrações de finos, o efeito do umedecimento foi mais destacado, embora, também, menor em relação ao da secagem. Um ponto importante para esses materiais foi que as amostras umedecidas falharam por deformação plástica excessiva antes da conclusão do ensaio, o que se associou ao

fato deles apresentarem uma permeabilidade reduzida, que favorece o desenvolvimento de pressões neutras, mesmo em condições drenadas.

Constatou-se, ainda, que o efeito da umidade não se mostra efetivo apenas a magnitude dos valores de M_R , mas no próprio relacionamento desse parâmetro com as variáveis do estado de tensões. De modo geral, os resultados obtidos indicaram que, com a perda de umidade, ocorre um aumento na influência da tensão confinante sobre o M_R , o qual é indicado pela tendência de redução de k_3 e aumento de k_2 . Supõe-se que esse efeito esteja associado ao acréscimo na sucção do solo em decorrência da secagem, o qual promove o aumento das forças de atração entre as partículas. Além disso, presume-se que, para materiais predominantemente arenosos, a perda de umidade se reflita em uma maior expressividade do seu caráter granular, e, portanto, no aumento da dependência do M_R em relação à tensão confinante.

- **Sobre as correlações entre o M_R e os índices dos ensaios de CPD e LWD**

Na etapa final do trabalho, foi avaliada a correlação entre os parâmetros interpolados do modelo 4 com os índices médios determinados nos ensaios de CPD e LWD. Inicialmente, constatou-se que a grande variabilidade nos índices medidos em campo inviabilizava o ajuste dos dados a modelos matemáticos. Em virtude disso, foi necessário proceder um tratamento dos valores discrepantes em cada situação. Em ambos os casos, os resultados obtidos com o solo R-AB se mostraram divergentes das tendências apresentadas pelos outros materiais. Para além disso, o mesmo foi observado com relação ao material A03-SL no desenvolvimento das equações baseadas no LWD, de forma que os dados dos dois solos foram desconsiderados no desenvolvimento dos modelos propostos. Tais observações foram justificadas em face das características particulares desses materiais em relação ao conjunto de estudo.

Dentre as equações obtidas, destaca-se o desempenho satisfatório da correlação baseada no LWD, que se mostrou uma alternativa eficiente na previsão do M_R dos solos estudados sob diferentes níveis de tensões. Embora com menor qualidade, a correlação baseada no CPD também se demonstrou capaz de fornecer estimativas razoáveis do M_R , especialmente para valores abaixo de 800MPa. Nota-se que tais observações eram esperadas, tendo em vista a maior similaridade entre as formas de aplicação de carga e as condições de deformabilidade do LWD com o que ocorre na determinação do M_R pelos ensaios triaxiais de carga repetida.

- **Sobre a etapa de validação das correlações propostas**

Observou-se que as tentativas de validação de ambas as equações com base em resultados obtidos da literatura se mostraram insatisfatórias, visto que as estimativas obtidas

apresentaram claras tendências de superestimação dos valores de M_R . Destaca-se, no entanto, que os resultados obtidos não evidenciam, necessariamente, uma falta de qualidade das correlações desenvolvidas neste trabalho, mas resultam das diferenças entre os materiais avaliados em cada caso.

Na ausência de dados referentes a estudos nacionais, adotou-se para essa etapa um banco de dados baseados em resultados com agregados e solos finos de diferentes localidades dos EUA, os quais, de modo geral, apresentavam um nível de rigidez significativamente inferior ao dos solos avaliados nesta pesquisa. Para além das características resilientes dos materiais, é evidente que, em comparação a regiões de clima temperado, a cidade de Campina Grande, situada no semiárido nordestino, apresenta características climáticas bastante distintas, o que, no contexto de ensaios *in situ*, pode contribuir expressivamente para as diferenças observadas nos resultados.

- **Considerações finais**

Conclui-se que as equações propostas neste trabalho constituem ferramentas adequadas para a estimativa do M_R dos solos estudados, as quais, em face das características favoráveis dos ensaios de CPD e LWD, podem ser aplicadas em diferentes contextos onde se deseje minimizar os custos associados à realização de ensaios triaxiais de carga repetida, como em obras de pavimentação urbana, ou mesmo em estudos preliminares e durante as etapas de monitoramento e controle de qualidade de obras rodoviárias. No entanto, é evidente que essas expressões são restritas a um contexto de solos locais e com características similares, de modo que, a ampliação do seu uso, mesmo no cenário nacional, requer a realização de estudos posteriores, considerando um banco de dados mais amplo.

5.2. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

- Ampliar o estudo das correlações entre o M_R e os parâmetros obtidos dos ensaios de CPD e LWD englobando um maior número de amostras e tipos de solos;
- Avaliar a possibilidade de estabelecer grupos de correlações tomando como base os critérios de classificação AASHTO e SUCS;
- Estudar o impacto conjunto do grau de compactação, da umidade de moldagem e das variações de umidade no comportamento resiliente dos solos;

- Avaliar os principais aspectos que influenciam na variabilidade dos resultados dos ensaios de CPD e LWD, de modo a estabelecer melhorias aos métodos de ensaio no sentido de garantir uma maior representatividade das leituras obtidas.

6. REFERÊNCIAS

1. ABDOLLAHI, Masood; VAHEDIFARD, Farshid. Predicting Resilient Modulus of Unsaturated Subgrade Soils Considering Effects of Water Content, Temperature, and Hydraulic Hysteresis. **International Journal of Geomechanics**, [S.L.], v. 22, n. 1, p. 04021259, jan. 2022. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)gm.1943-5622.0002244](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)gm.1943-5622.0002244).
2. ALLEN, J. J.. **The effect of stress history on the resilient response of soils**. Champaign: Department Of The Army, Construction Engineering Research Laboratory, 1973. (Technical Report M-49).
3. ALVES, Anelise Beatriz Cardoso. **Avaliação da capacidade de suporte e controle tecnológico de execução da camada final de terraplenagem utilizando o penetrômetro dinâmico de cone**. 2002. 171 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2002.
4. AMERICAN ASSOCIATION OF STATE AND HIGHWAY TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO T 307-99**: Standard Method of Test for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials. Washington, D.C.: AASHTO, 2007.
5. AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **Guide for Design of Pavement Structures**. Washington: AASHTO, 1986.
6. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM E2583-07**: Standard Test Method for Measuring Deflections with a Light Weight Deflectometer (LWD). West Conshohocken: ASTM, 2020. 3 p.
7. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM E2835-21**: Standard Test Method for Measuring Deflections Using a Portable Impulse Plate Load Test Device. West Conshohocken: ASTM, 2021. 5 p.
8. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D6951/D6951M – 18**: Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications. Philadelphia: ASTM, 2018.
9. ANDREI, Dragos; WITCZAK, Matthew W.; SCHWARTZ, Charles W.; UZAN, Jacob. Harmonized Resilient Modulus Test Method for Unbound Pavement Materials. **Transportation Research Record**: Journal of the Transportation Research

- Board, [S.L.], v. 1874, n. 1, p. 29-37, jan. 2004. SAGE Publications.
<http://dx.doi.org/10.3141/1874-04>
10. ARA, Inc., ERES Consultants Division. **Guide for Mechanistic - Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures: part 2. design inputs.** Washington, D.C: National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, National Research Council, 2004. (NCHRP Project 1-37A).
 11. ARANOVICH, Luiz Antonio dos Santos. **Desempenho de Pavimentos de Baixo Custo no Estado do Paraná.** 1985. 359 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1985.
 12. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457:** Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.
 13. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6458:** Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.
 14. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459:** Solo - Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.
 15. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502:** Solos e rochas - Terminologia. Rio de Janeiro: ABNT, 2022. 40 p.
 16. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180:** Solo - Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.
 17. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181:** Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.
 18. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182:** Solo – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.
 19. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7185:** Solo – Determinação da massa específica aparente, in situ, com emprego do frasco de areia. Rio de Janeiro: ABNT, 2016. 8 p.
 20. BA, Makhaly; NOKKAEW, Kongrat; FALL, Meissa; TINJUM, James M.. Effect of Matric Suction on Resilient Modulus of Compacted Aggregate Base Courses. **Geotechnical and**

- Geological Engineering**, [S.L.], v. 31, n. 5, p. 1497-1510, 10 jul. 2013. Springer Science and Business Media LLC. <http://dx.doi.org/10.1007/s10706-013-9674-y>.
21. BANERJEE, Aritra; PUPPALA, Anand J.; CONGRESS, Surya S. C.; CHAKRABORTY, Sayantan; LIKOS, William J.; HOYOS, Laureano R.. Variation of Resilient Modulus of Subgrade Soils over a Wide Range of Suction States. **Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering**, [S.L.], v. 146, n. 9, p. 04020096, set. 2020. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0002332](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0002332).
22. BARSKDALE, Richard D.; ITANI, Samir Y.. Influence of aggregate shape on base behavior. **Transportation Research Record**, Washington, D.C., v. 1227, n. 1, p. 173-182, 1989.
23. BERNUCCI, Liedi Bariani. **Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego**. 1995. 237 f. Tese (Doutorado) - Curso de Doutorado em Engenharia de Transportes, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.
24. BERNUCCI, Liedi Bariani; MOTTA, Laura Maria Goretti da; CERATTI, Jorge Augusto Pereira; SOARES, Jorge Barbosa. **Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros**. Rio de Janeiro: Petrobras: ABEDA, 2006. 504 f.
25. BERTI, Carolina. **Avaliação da capacidade de suporte de solos “in situ” em obras viárias através do Cone de Penetração Dinâmica - Estudo experimental**. 2005. 122 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2005.
26. BLACKMORE, Letisha; CLAYTON, Christopher R. I.; POWRIE, William; PRIEST, Jeffrey A.; OTTER, Louise. Saturation and its effect on the resilient modulus of a pavement formation material. **Géotechnique**, [S.L.], v. 70, n. 4, p. 292-302, abr. 2020. Thomas Telford Ltd.. <http://dx.doi.org/10.1680/jgeot.18.p.053>.
27. BOYCE, J. R.; BROWN, S. F.; PELL, P. S.. The resilient behavior of a granular material under repeated loading. In: CONFERENCE OF THE AUSTRALIAN ROAD RESEARCH BOARD, 8., 1976, Perth. **Proceedings [...]**. Melbourne: ARRB, 1976. p. 1-12.
28. fCAICEDO, Bernardo; CORONADO, Octavio; FLEUREAU, Jean Marie; CORREIA, A. Gomes. Resilient Behaviour of non Standard Unbound Granular Materials. **Road Materials**

- And Pavement Design**, [S.L.], v. 10, n. 2, p. 287-312, jan. 2009. Informa UK Limited. <http://dx.doi.org/10.1080/14680629.2009.9690196>
29. CALLISTER JR., William D.; RETHWISCH, David G.. **Ciência e Engenharia de Materiais**: uma introdução. 9. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2016.
30. CARMICHAEL III, R. F.; STUART, E.. Predicting Resilient Modulus: a study to determine the mechanical properties of subgrade soils. **Transportation Research Record**, [S.L.], v. 1043, n. 1, p. 145-148, 1985.
31. CARY, Carlos E.; ZAPATA, Claudia E.. Resilient Modulus for Unsaturated Unbound Materials. **Road Materials And Pavement Design**, [S.L.], v. 12, n. 3, p. 615-638, jan. 2011. Informa UK Limited. <http://dx.doi.org/10.1080/14680629.2011.9695263>.
32. CERATTI, Augusto Jorge; GEHLING, Wai Ying Yuk; NÚÑEZ, Washington Peres. Seasonal Variations of a Subgrade Soil Resilient Modulus in Southern Brazil. **Transportation Research Record**: Journal of the Transportation Research Board, [S.L.], v. 1874, n. 1, p. 165-173, jan. 2004. SAGE Publications. <http://dx.doi.org/10.3141/1874-18>.
33. CETIN, Altan; KAYA, Zulkuf; CETIN, Bora; AYDILEK, Ahmet H.. Influence of laboratory compaction method on mechanical and hydraulic characteristics of unbound granular base materials. **Road Materials And Pavement Design**, [S.L.], v. 15, n. 1, p. 220-235, 2 jan. 2014. Informa UK Limited. <http://dx.doi.org/10.1080/14680629.2013.869505>.
34. CHENNARAPU, Hariprasad; GARALA, Thejesh Kumar; CHENNAREDDY, Rajasekhar; BALUNAINI, Umashankar; REDDY, G. Venkata Narasimha. Compaction Quality Control of Earth Fills Using Dynamic Cone Penetrometer. **Journal of Construction Engineering and Management**, [S.L.], v. 144, n. 9, p. 04018086, set. 2018. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)co.1943-7862.0001530](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)co.1943-7862.0001530).
35. COST Action 336. **Use of Falling Weight Deflectometers in Pavement Evaluation**. 2. ed. Brussels: Cost Transport, 2005.
36. COSTA, Stephanny Conceição Farias do Egito. **Estudo da viabilidade do uso do cone de penetração dinâmica e do light weight deflectometer em projetos de fundações superficiais**. 2015. 128 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2015.

37. DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM. **DNER-ME 052/94:** Solos e agregados miúdos - determinação da umidade com emprego do "Speedy". Rio de Janeiro: IPR, 1994.
38. DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 172/2016 - ME: Solos - Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas - Método de Ensaio. Brasília: IPR, 2016.
39. DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **IPR 719:** Manual de Pavimentação. 3ª Edição. Rio de Janeiro, 2006.
40. DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 133/2010-ME:** Pavimentação asfáltica – Delineamento da linha de influência longitudinal da bacia de deformação por intermédio da Viga Benkelman – Método de ensaio. Rio de Janeiro: IPR, 2010. 8 p.
41. DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 134/2018-ME:** Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2018.
42. DRUMM, E. C.; BOATENG-POKU, Y.; PIERCE, T. Johnson. Estimation of Subgrade Resilient Modulus from Standard Tests. **Journal Of Geotechnical Engineering**, [S.L.], v. 116, n. 5, p. 774-789, maio 1990. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9410\(1990\)116:5\(774\)](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)0733-9410(1990)116:5(774)).
43. DUNLAP, W. A.. **A report on a mathematical model describing the deformation characteristics of granular materials**. College Station: Texas Transportation Institute, Texas A&M University, 1963. 44 p. (Technical Report 1, Project 2-8-62-27).
44. ELHAKIM, Amr F.; ELBAZ, Khaled; AMER, Mohamed I.. The use of light weight deflectometer for in situ evaluation of sand degree of compaction. **HBRC Journal**, [S.L.], v. 10, n. 3, p. 298-307, dez. 2014. Informa UK Limited. <http://dx.doi.org/10.1016/j.hbrcj.2013.12.003>.
45. FERRI, Santi. **Critérios de aceitação e controle da qualidade da execução de camadas de fundação de pavimentos novos através de métodos deflectométricos**. 2013. 331 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Mestrado em Engenharia de Transportes, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2013.

46. FLEMING, Paul R.; FROST, Matthew W.; LAMBERT, John P.. Review of Lightweight Deflectometer for Routine in Situ Assessment of Pavement Material Stiffness. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, [S.L.], v. 2004, n. 1, p. 80-87, jan. 2007. SAGE Publications. <http://dx.doi.org/10.3141/2004-09>.
47. FOSTER, C. R.; AHLVIN, R. G.. Stresses and deflections induced by a uniform Circular load. In: ANNUAL MEETING OF THE HIGHWAY RESEARCH BOARD, 33., 1954, Washington, D.C.. **Proceedings [...]** . Washington, D.C.: Highway Research Board, 1954. p. 467-470.
48. FREDLUND, D. G.. **Volume change behavior of unsaturated soils**. 1973. 490 f. Ph. D. thesis, Department Of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, 1973.
49. FREDLUND, D. G.; BERGAN, A. T.; WONG, P. K.. Relation Between Resilient Modulus and Stress Conditions for Cohesive Subgrade Soils. **Transportation Research Record**, Washington, D.C., v. 642, p. 73-81, 1977.
50. FREDLUND, D.G.; XING, Anqing. Equations for the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, [S.L.], v. 31, n. 4, p. 521-532, 1 ago. 1994. Canadian Science Publishing. <http://dx.doi.org/10.1139/t94-061>.
51. FREIRE, Frederico Cesar. **Avaliação de uma camada compactada de solo para pavimento em asfalto**. 2018. 145 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2018.
52. FREITAS, Jeferson Barbosa de; REZENDE, Lilian Ribeiro de; GITIRANA JUNIOR, Gilson de F.N.. Prediction of the resilient modulus of two tropical subgrade soils considering unsaturated conditions. **Engineering Geology**, [S.L.], v. 270, p. 105580, jun. 2020. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2020.105580>.
53. GHOLAMI, Arash; PALASSI, Massoud; FAKHER, Ali. Assessment of the Effect of Skin Friction on the Results of Dynamic Penetration Testing in Cohesionless Soil. **Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering**, [S.L.], v. 44, n. 2, p. 715-721, 18 jun. 2019. Springer Science and Business Media LLC. <http://dx.doi.org/10.1007/s40996-019-00286-8>.
54. GUDISHALA, Ravindra. **Development of resilient modulus prediction models for base and subgrade pavement layers from in situ devices test results**. 2004. 122 f. Master's

Theses - Master of Science in Civil Engineering, Department of Civil and Environmental Engineering, Louisiana State University, Baton Rouge, 2004.

55. GUEDES, Saul Barbosa. **Estudo da Viabilidade Técnica do Cone de Penetração Dinâmica (CPD), do Cone de Penetração Estática (CPE) e do Penetrômetro PANDA no Dimensionamento de Pavimentos Urbanos**. 2008. 291 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2008.
56. GUPTA, Satish; RANAIVOSON, Andry; EDIL, Tuncer; BENSON, Craig; SAWANGSURIYA, Auckpath. **Pavement Design Using Unsaturated Soil Technology**. St. Paul: Minnesota Department of Transportation, 2007. 245 p. (Technical Report MN/RC-2007-11). <http://www.lrrb.org/PDF/200711.pdf>.
57. HAN, Zhong; VANAPALLI, Sai K.. Model for predicting resilient modulus of unsaturated subgrade soil using soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, [S.L.], v. 52, n. 10, p. 1605-1619, out. 2015. Canadian Science Publishing. <https://dx.doi.org/10.1139/cgj-2014-0339>.
58. HAN, Zhong; VANAPALLI, Sai K.. State-of-the-Art: prediction of resilient modulus of unsaturated subgrade soils. **International Journal of Geomechanics**, [S.L.], v. 16, n. 4, p. 04015104, ago. 2016. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)gm.1943-5622.0000631](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)gm.1943-5622.0000631).
59. HASSAN, Azmi Bin. **The effects of material parameters on Dynamic Cone Penetrometer results for fine-grained soils and granular materials**. 1996. 133 f. Ph. D. thesis, Oklahoma State University, Stillwater, 1996.
60. HERATH, Ananda; MOHAMMAD, Louay N.; GASPARD, Kevin; GUDISHALA, Ravindra; ABU-FARSAKH, Murad Y.. The Use of Dynamic Cone Penetrometer to Predict Resilient Modulus of Subgrade Soils. In: GEO-FRONTIERS CONGRESS 2005, 1., 2005, Austin. **Proceedings [...]**. American Society Of Civil Engineers, 2005.
61. HEYDINGER, Andrew G.; XIE, Qinglu; RANDOLPH, Brian W.; GUPTA, Jiwan D.. Analysis of Resilient Modulus of Dense- and Open-Graded Aggregates. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, [S.L.], v. 1547, n. 1, p. 1-6, jan. 1996. SAGE Publications. <http://dx.doi.org/10.1177/0361198196154700101>.

62. HICKS, R. G.; MONISMITH, C. L.. Factors influencing the resilient response of granular materials. **Highway Research Record**, Washington, D.C., v. 345, n. 1, p. 15-31, 1971.
63. HOPKINS, Tommy C.; BECKHAM, Tony L.; SUN, Charlie; NI, Bixian. **Resilient Modulus of Kentucky Soils**. Lexington: Kentucky Transportation Center, University Of Kentucky, 2001. 72 p. (Research Report KTC-01-07/SPR163-95-1F). <http://dx.doi.org/10.13023/KTC.RR.2001.07>.
64. HUANG, Yang H.. **Pavement analysis and design**. 2. ed. Upper Saddle River: Pearson Prentice Hall, 2004. 775 p.
65. HVEEM, F. N.. Pavement deflection and fatigue failures. **Highway Research Board Bulletin**, Washington, D.C., v. 114, n. 1, p. 43-87, 1955.
66. IKEAGWUANI, Chijioke Christopher; NWONU, Donald Chimobi. Resilient Modulus of Lime-Bamboo Ash Stabilized Subgrade Soil with Different Compactive Energy. **Geotechnical And Geological Engineering**, [S.L.], v. 37, n. 4, p. 3557-3565, 25 fev. 2019. Springer Science and Business Media LLC. <http://dx.doi.org/10.1007/s10706-019-00849-6>.
67. JIN, Myung S.; LEE, K. Wayne; KOVACS, William D.. Seasonal Variation of Resilient Modulus of Subgrade Soils. **Journal Of Transportation Engineering**, [S.L.], v. 120, n. 4, p. 603-616, jul. 1994. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)0733-947x\(1994\)120:4\(603\)](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)0733-947x(1994)120:4(603)).
68. KAMAL, M. A.; DAWSON, A. R.; FAROUKI, O. T.; HUGHES, D. A. B.; SHA'AT, A. A.. Field and laboratory evaluation of the mechanical behavior of unbound granular materials in pavements. **Transportation Research Record**, Washington, D.C., v. 1406, n. 1, p. 88-97, 1993.
69. KHOURY, Naji N.; ZAMAN, Musharraf M.. Correlation Between Resilient Modulus, Moisture Variation, and Soil Suction for Subgrade Soils. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, [S.L.], v. 1874, n. 1, p. 99-107, jan. 2004. SAGE Publications. <http://dx.doi.org/10.3141/1874-11>.
70. LEKARP, Fredrick; ISACSSON, Ulf; DAWSON, Andrew. State of the Art. I: resilient response of unbound aggregates. **Journal of Transportation Engineering**, [S.L.], v. 126, n. 1, p. 66-75, jan. 2000. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)0733-947x\(2000\)126:1\(66\)](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)0733-947x(2000)126:1(66)).

71. LI, Dingqing; SELIG, Ernest T.. Resilient Modulus for Fine-Grained Subgrade Soils. **Journal of Geotechnical Engineering**, [S.L.], v. 120, n. 6, p. 939-957, jun. 1994. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9410\(1994\)120:6\(939\)](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)0733-9410(1994)120:6(939)).
72. LIANG, Robert Y.; RABAB'AH, Samer; KHASAWNEH, Mohammad. Predicting Moisture-Dependent Resilient Modulus of Cohesive Soils Using Soil Suction Concept. **Journal of Transportation Engineering**, [S.L.], v. 134, n. 1, p. 34-40, jan. 2008. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)0733-947x\(2008\)134:1\(34\)](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)0733-947x(2008)134:1(34)).
73. LIU, Xiaolan; ZHANG, Xianmin; WANG, Hao; JIANG, Baiyu. Laboratory testing and analysis of dynamic and static resilient modulus of subgrade soil under various influencing factors. **Construction And Building Materials**, [S.L.], v. 195, p. 178-186, jan. 2019. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.11.061>.
74. LIVNEH, Moshe; ISHAI, Ilan; LIVNEH, Noam A.. Effect of Vertical Confinement on Dynamic Cone Penetrometer Strength Values in Pavement and Subgrade Evaluations. **Transportation Research Record**, Washington, D.C., v. 1473, p. 1-8, 1995.
75. LUO, Xiaodong; SALGADO, Rodrigo; ALTSCHAEFFL, A. G.. **Dynamic Cone Penetration Test to Asses the Mechanical Properties of the Subgrade Soil**. West Lafayette: Purdue University, Indiana Department Of Transportation Jhrp, 1998. 144 p. (Research Report FHWA/IN/JTRP-98/13).
76. MACÊDO, José Afonso Gonçalves de. **Interpretação de Ensaios de Deflectométricos para Avaliação Estrutural de Pavimentos Flexíveis**. 1996. 455 f. Tese (Doutorado) - Curso de Doutorado em Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1996.
77. MAMATHA, K.H.; DINESH, S.V.. Resilient Modulus of Black Cotton Soil. **International Journal of Pavement Research and Technology**, [S.L.], v. 10, n. 2, p. 171-184, mar. 2017. Airiti Press, Inc.. <http://dx.doi.org/10.1016/j.ijprt.2017.01.008>.
78. MEDINA, Jacques de; MOTTA, Laura Maria Goretti da. **Mecânica dos pavimentos**. 3. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2015. 638 p.
79. MENDOZA, Cristhian; CAICEDO, Bernardo. Elastoplastic framework of relationships between CBR and Young's modulus for fine grained materials. **Transportation**

- Geotechnics**, [S.L.], v. 21, p. 100280, dez. 2019. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.trgeo.2019.100280>.
80. MOHAMMAD, Louay N.; HERATH, Ananda; GUDISHALA, Ravindra; NAZZAL, Munir D.; ABU-FARSAKH, Murad Y.; ALSHIBLI, Khalid. **Development of Models to Estimate the Subgrade and Subbase Layers' Resilient Modulus from in situ Devices Test Results for Construction Control**. Baton Rouge: Louisiana Transportation Research Center, 2008. 82 p. (Research Report FHWA/LA/406).
81. MOOSSAZADEH, Jan; WITCZAK, Matthew W.. Prediction of Subgrade Moduli for Soil that Exhibits Nonlinear Behavior. **Transportation Research Record**, [S.L.], v. 810, p. 9-17, 1981.
82. MOUSAVI, S. Hamed; GABR, Mohammed A.; BORDEN, Roy H.. Resilient Modulus Prediction of Soft Low-Plasticity Piedmont Residual Soil Using Dynamic Cone Penetrometer. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, [S.L.], v. 10, n. 2, p. 323-332, abr. 2018. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jrmge.2017.10.007>.
83. MOUSAVI, S. Hamed; GABR, Mohammed A.; BORDEN, Roy H.. Subgrade Resilient Modulus Prediction Using Light-Weight Deflectometer Data. **Canadian Geotechnical Journal**, [S.L.], v. 54, n. 3, p. 304-312, mar. 2017. Canadian Science Publishing. <http://dx.doi.org/10.1139/cgj-2016-0062>
84. NAZZAL, Munir D.; MOHAMMAD, Louay N.. Estimation of Resilient Modulus of Subgrade Soils for Design of Pavement Structures. **Journal of Materials in Civil Engineering**, [S.L.], v. 22, n. 7, p. 726-734, jul. 2010. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)mt.1943-5533.0000073](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)mt.1943-5533.0000073).
85. NERY, Claudia Celene Zago. **Comparativo entre deflexões com viga Benkelman, FWD e LWD na avaliação estrutural e dimensionamento de reforço de pavimentos**. 2020. 238 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade do Estado de Santa Catarina, Joinville, 2020.
86. NG, C.W.W.; ZHOU, C.; YUAN, Q.; XU, J.. Resilient modulus of unsaturated subgrade soil: experimental and theoretical investigations. **Canadian Geotechnical Journal**, [S.L.], v. 50, n. 2, p. 223-232, fev. 2013. Canadian Science Publishing. <http://dx.doi.org/10.1139/cgj-2012-0052>.

87. NGUYEN, Bao Thach; MOHAJERANI, Abbas. A new lightweight dynamic cone penetrometer for laboratory and field applications. **Australian Geomechanics Journal**, [S.L.], v. 2, n. 47, p. 41-50, jun. 2012.
88. NGUYEN, Bao Thach; MOHAJERANI, Abbas. Possible Estimation of Resilient Modulus of Fine-grained Soils Using a Dynamic Lightweight Cone Penetrometer. **International Journal of Pavement Engineering**, [S.L.], v. 18, n. 6, p. 473-484, out. 2015. <http://dx.doi.org/10.1080/10298436.2015.1095899>.
89. NGUYEN, Bao Thach; MOHAJERANI, Abbas. Resilient Modulus of Fine-grained Soil and a Simple Testing and Calculation Method for Determining an Average Resilient Modulus Value for Pavement Design. **Transportation Geotechnics**, [S.L.], v. 7, p. 59-70, jun. 2016. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.trgeo.2016.05.001>.
90. OH, Jeong Ho; FERNANDO, E. G.; HOLZSCHUHER, C.; HORHOTA, D.. Comparison of resilient modulus values for Florida flexible mechanistic-empirical pavement design. **International Journal of Pavement Engineering**, [S.L.], v. 13, n. 5, p. 472-484, out. 2012. Informa UK Limited. <http://dx.doi.org/10.1080/10298436.2011.633170>.
91. OOI, Phillip S. K.; ARCHILLA, A. Ricardo; SANDEFUR, Kealohi G.. Resilient Modulus Models for Compacted Cohesive Soils. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, [S.L.], v. 1874, n. 1, p. 115-124, jan. 2004. SAGE Publications. <http://dx.doi.org/10.3141/1874-13>.
92. PAPAGIANNAKIS, A.T.; MASAD, E.A.. **Pavement design and materials**. Hoboken: John Wiley & Sons, 2008. 542 p.
93. PÉREZ-GARCÍA, Natalia; GARNICA-ANGUAS, Paul; FREDLUND, Delwyn; MESTAS-MARTÍNEZ, Noe. A model to predict changes in resilient modulus resulting from wetting and drying. **Infraestructura Vial**, [S.L.], v. 17, n. 30, p. 23-30, 24 maio 2016. Universidad de Costa Rica. <http://dx.doi.org/10.15517/iv.v17i30.21940>.
94. PEZO, Rafael F.; CLAROS, Germán J.; HUDSON, W. Ronald; STOKOE II, Kenneth H.. **Development of a Reliable Resilient Modulus Test for Subgrade and Non-Granular Subbase Materials for Use in Routine Pavement Design**. Austin: Center for Transportation Research, University of Texas at Austin, 1992. 181 p. (Research Report 1177-4F).

95. PINTO, Carlos de Sousa. **Curso básico de Mecânica dos Solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 367 p.
96. PREUSSLER, Ernesto Simões. **Ensaio triaxiais dinâmicos de um solo arenoso**. 1978. 141 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1978.
97. PREUSSLER, Leonardo Appel. **Contribuição ao estudo da deformabilidade de camadas de pavimento**. 2007. 80 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Mestrado em Engenharia de Transportes, Departamento de Engenharia de Transportes, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.
98. PUPPALA, A. J.. **Estimating Stiffness of Subgrade and Unbound Materials for Pavement Design**. Washington, D.C: Transportation Research Board, 2008. 137 p. (NCHRP Synthesis 382). Project 20-5 (Topic 38-09).
99. RAAD, Lutfi; MINASSIAN, George H.; GARTIN, Scott. Characterization of saturated granular bases under repeated loads. **Transportation Research Record**, Washington, D.C., v. 1369, n. 1, p. 73-82, 1992.
100. RADA, Gonzalo; WITCZAK, Matthew W.. Comprehensive evaluation of laboratory resilient moduli results for granular material. **Transportation Research Record**, Washington, D.C., v. 810, n. 1, p. 23-33, 1981.
101. RAHIM, A. M.; GEORGE, K. P.. Models to estimate subgrade resilient modulus for pavement design. **International Journal of Pavement Engineering**, [S.L.], v. 6, n. 2, p. 89-96, jun. 2005. Informa UK Limited. <http://dx.doi.org/10.1080/10298430500131973>.
102. RAZOUKI, Sabah Said; IBRAHIM, Ali Nasir. Improving the resilient modulus of a gypsum sand roadbed soil by increased compaction. **International Journal Of Pavement Engineering**, [S.L.], v. 20, n. 4, p. 432-438, 6 abr. 2017. Informa UK Limited. <http://dx.doi.org/10.1080/10298436.2017.1309190>.
103. RODRIGUES, Maria Isabel; IEMMA, Antonio Francisco. **Planejamento de experimentos e otimização de processos**. 3. ed. Campinas: Cárita Editora, 2014. 358 p.
104. RODRIGUES, Thays Nogueira. **Estudo comparativo do CBR “in situ” & LWD para determinação da capacidade de suporte de subleitos**. 2017. 105 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2017.

105. SALGADO, Rodrigo; YOON, Sungmin. **Dynamic Cone Penetration Test (DCPT) for Subgrade Assessment**. West Lafayette: Joint Transportation Research Program, Purdue University, 2003. 87 p. (Research Report FHWA/IN/JTRP-2002/30).
106. SALOUR, Farhad; ERLINGSSON, Sigurdur; ZAPATA, Claudia E.. Model for Seasonal Variation of Resilient Modulus in Silty Sand Subgrade Soil: evaluation with falling weight deflectometer. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, [S.L.], v. 2510, n. 1, p. 65-73, jan. 2015. SAGE Publications. <http://dx.doi.org/10.3141/2510-08>.
107. SAWANGSURIYA, Auckpath; EDIL, Tuncer B.; BENSON, Craig H.. Effect of Suction on Resilient Modulus of Compacted Fine-Grained Subgrade Soils. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, [S.L.], v. 2101, n. 1, p. 82-87, jan. 2009. SAGE Publications. <http://dx.doi.org/10.3141/2101-10>.
108. SCHLÖGEL, Caio Vinícius. **Ensaio de cone de penetração dinâmica para avaliação do subleito de via férrea**. 2020. 129 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2020.
109. SCHWARTZ, Charles; AFSHARIKIA, Zahra; KHOSRAVIFAR, Sadaf. **Standardizing Lightweight Deflectometer Modulus Measurements for Compaction Quality Assurance**. College Park: Department Of Civil And Environmental Engineering, University Of Maryland, 2017. 147 p. (Research Report MD-17-SHA-UM-3-20).
110. SEED, H. B.; CHAN, C. K.. Effect of duration of stress application on soil deformation under repeated loading. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5., 1961, Paris. **Proceedings [...]** . Paris: Dunod, 1961. p. 341-345.
111. SEED, H. B.; CHAN, C. K.. Effect of stress history and frequency of stress application on deformation of clay subgrades under repeated loading. In: ANNUAL MEETING OF THE HIGHWAY RESEARCH BOARD, 37., 1958, Washington, D.C.. **Proceedings [...]** . Washington, D.C.: Highway Research Board, 1958. p. 555-575.
112. SEED, H. B.; FEAD, J. W. N.. Apparatus for Repeated Load Tests on Soils. In: ANNUAL MEETING OF AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 62., 1959, Atlantic City. **Proceedings [...]** . Philadelphia: ASTM, 1959. p. 78-87.

113. SEED, H. B.; MCNEILL, R. L.. Soil Deformations in Normal Compression and Repeated Loading Tests. **Highway Research Board Bulletin**, Washington, D.C., v. 141, n. 1, p. 44-53, 1956.
114. SEED, H. B.; MITRY, F. G.; MONISMITH, C. L.; CHAN, C. K.. Factors influencing the resilient deformations of untreated aggregate base in two-layer pavements subjected to repeated loading. **Highway Research Record**, Washington, D.C., v. 190, n. 1, p. 19-57, 1967.
115. SILVA, W. P.; SILVA, C. M. D. P. S. E.. **LAB Fit: Curve Fitting Software**. V 7.2.50b. [S.L.], 3 mar. 2021. Disponível em: <http://www.labfit.net/>. Acesso em: 21 jan. 2022.
116. SMITH, W. S.; NAIR, K.. **Development of procedures for characterization of untreated granular base course and asphalt-treated base course materials**. Washington, D.C.: Federal Highway Administration, 1973. (FHWA-RD-74- 61 Final Report).
117. STAMP, David H.; MOONEY, Michael A.. Influence of Lightweight Deflectometer Characteristics on Deflection Measurement. **Geotechnical Testing Journal**, [S.L.], v. 36, n. 2, p. 20120034, jan. 2013. ASTM International. <http://dx.doi.org/10.1520/gtj20120034>.
118. SVENSON, Margareth. **Ensaio triaxiais dinâmicos de solos argilosos**. 1980. 135 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Mestrado em Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1980.
119. SWEERE, Govert T. H.. **Unbound granular bases for roads**. 1990. 431 f. Ph. D. thesis - Civil Engineering And Geosciences, Delft University of Technology, Delft, 1990.
120. TAKEDA, Marcelo de Castro. **A influência da variação de umidade pós-compactação no comportamento mecânico de solos de rodovias do interior paulista**. 2006. 255 f. Tese (Doutorado) - Curso de Doutorado em Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.
121. TERZAGHI, K.; HOGENTOGLER, C. A.. Interrelationship of load, road and subgrade. **Public Roads**, [S.L.], v. 10, p. 37-64, 1929.
122. THOM, N. H.; BROWN, S. F.. Effect of moisture on the structural performance of a crushed-limestone road base. **Transportation Research Record**, [s. l.], v. 1121, n. 1, p. 50-56, 1987.

123. THOMPSON, Marshall R.; ROBNETT, Quentin L.. **Resilient properties of subgrade soils**. Urbana: Department Of Civil And Environmental Engineering, University Of Illinois, Urbana-Champaign, 1976. 107 p. (Civil Engineering Studies, Transportation Engineering Series No. 14, Illinois Cooperative Highway and Transportation Series No. 160).
124. UZAN, Jacob. Characterization of Granular Material. **Transportation Research Record**, Washington, D.C., v. 1022, n. 1, p. 52-59, 1985.
125. VUONG, Binh. Influence of density and moisture content on dynamic stress-strain behaviour of a low plasticity crushed rock. **Road And Transport Research**, Nunawading, v. 1, n. 2, p. 88-100, jun. 1992.
126. WEBSTER, Steve L.; GRAU, Richard H.; WILLIAMS, Thomas P.. **Description and Application of Dual Mass Dynamic Cone Penetrometer**. Vicksburg: Geotechnical Laboratory, Waterways Experiment Station, Us Army Corps Of Engineers, 1992. 50 p. (Instruction Report GL-92-3).
127. WHITE, David; THOMPSON, Mark; VENNAPUSA, Pavana. **Field Validation of Intelligent Compaction Monitoring Technology for Unbound Materials**. St. Paul: Minnesota Department Of Transportation, 2007. 412 p. (Research Report MN/RC-2007-10).
128. WITCZAK, M. W.. **Harmonized Test Methods for Laboratory Determination of Resilient Modulus for Flexible Pavement Design, Volume I: Unbound Granular Material**. Washington, D.C: National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, National Research Council, 2003. (NCHRP Project 1-28A).
129. WOLFE, William E.; BUTALIA, Tarunjit S.. **Seasonal instrumentation of SHRP pavements**. Columbus: Ohio State University, Dept. Of Civil And Environmental Engineering And Geodetic Science, 2004. 199 p. (Research Report FHWA/OH-2004/007).
130. YANG, Shu-Rong; HUANG, Wei-Hsing; TAI, Yu-Tsung. Variation of Resilient Modulus with Soil Suction for Compacted Subgrade Soils. **Transportation Research Record**: Journal of the Transportation Research Board, [S.L.], v. 1913, n. 1, p. 99-106, jan. 2005. SAGE Publications. <http://dx.doi.org/10.1177/0361198105191300110>.

131. YAU, Amber; VON QUINTUS, Harold L.. **Study of LTPP Laboratory Resilient Modulus Test Data and Response Characteristics**: final report. McLean: Turner-Fairbank Highway Research Center, 2002. 173 p. (Research Report FHWA-RD-02-051).
132. ZHANG, Junhui; PENG, Junhui; ZHENG, Jianlong; DAI, Liangliang; YAO, Yongsheng. Prediction of Resilient Modulus of Compacted Cohesive Soils in South China. **International Journal of Geomechanics**, [S.L.], v. 19, n. 7, p. 1-11, jul. 2019. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)gm.1943-5622.0001446](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)gm.1943-5622.0001446).
133. ZHANG, Shuang; TANG, Chun-An; HU, Pan; ZHANG, Xiang-Dong; ZHANG, Zhe-Cheng. Reversible and irreversible strain behavior of frozen aeolian soil under dynamic loading. **Environmental Earth Sciences**, [S.L.], v. 75, n. 3, p. 1-11, 25 jan. 2016. Springer Science and Business Media LLC. <http://dx.doi.org/10.1007/s12665-015-5009-z>.
134. ZORN Instruments. **Instruction Manual Light Weight Deflectometer**. Stendal: ZORN Instruments Gmbh & CO, 2021. 23 p.

APÊNDICE A – RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS DE CARGA REPETIDA

Tabela A.1 – Resultados do Ensaio Triaxial de Carga Repetida para a Amostra 1 (R02-SB)

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_3/σ_d	θ_b (MPa)	τ_{oct} (MPa)	M_R (MPa)
0,021	0,021	0,042	1,0	0,084	0,010	730,532
0,021	0,042	0,063	2,0	0,105	0,020	581,875
0,021	0,063	0,084	3,0	0,126	0,030	501,820
0,035	0,035	0,070	1,0	0,140	0,016	683,202
0,035	0,070	0,105	2,0	0,175	0,033	592,677
0,035	0,105	0,140	3,0	0,210	0,049	646,979
0,053	0,053	0,106	1,0	0,212	0,025	806,845
0,053	0,105	0,158	2,0	0,264	0,049	807,140
0,053	0,158	0,211	3,0	0,317	0,074	821,180
0,070	0,070	0,140	1,0	0,280	0,033	1000,192
0,070	0,140	0,210	2,0	0,350	0,066	954,158
0,070	0,210	0,280	3,0	0,420	0,099	942,166
0,105	0,105	0,210	1,0	0,420	0,049	1259,346
0,105	0,210	0,315	2,0	0,525	0,099	1117,247
0,105	0,315	0,420	3,0	0,630	0,148	1058,924
0,140	0,140	0,280	1,0	0,560	0,066	1352,210
0,140	0,280	0,420	2,0	0,700	0,132	1176,651
0,140	0,420	0,560	3,0	0,840	0,198	1096,069

Fonte: Autor

Tabela A.2 – Resultados do Ensaio Triaxial de Carga Repetida para a Amostra 2 (R02-SB)

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_3/σ_d	θ_b (MPa)	τ_{oct} (MPa)	M_R (MPa)
0,021	0,021	0,042	1,0	0,084	0,010	581,590
0,021	0,042	0,063	2,0	0,105	0,020	539,184
0,021	0,063	0,084	3,0	0,126	0,030	471,849
0,035	0,035	0,070	1,0	0,140	0,016	571,864
0,035	0,070	0,105	2,0	0,175	0,033	509,587
0,035	0,105	0,140	3,0	0,210	0,049	481,515
0,053	0,053	0,106	1,0	0,212	0,025	588,310
0,053	0,105	0,158	2,0	0,264	0,049	534,709
0,053	0,158	0,211	3,0	0,317	0,074	522,695
0,070	0,070	0,140	1,0	0,280	0,033	639,848
0,070	0,140	0,210	2,0	0,350	0,066	590,685
0,070	0,210	0,280	3,0	0,420	0,099	587,028
0,105	0,105	0,210	1,0	0,420	0,049	801,758
0,105	0,210	0,315	2,0	0,525	0,099	753,455
0,105	0,315	0,420	3,0	0,630	0,148	741,770
0,140	0,140	0,280	1,0	0,560	0,066	934,018
0,140	0,280	0,420	2,0	0,700	0,132	830,311
0,140	0,420	0,560	3,0	0,840	0,198	781,801

Fonte: Autor

Tabela A.3 – Resultados do Ensaio Triaxial de Carga Repetida para a Amostra 3 (R02-SB)

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_3/σ_d	θ_b (MPa)	τ_{oct} (MPa)	M_R (MPa)
0,021	0,021	0,042	1,0	0,084	0,010	477,574
0,021	0,042	0,063	2,0	0,105	0,020	408,601
0,021	0,063	0,084	3,0	0,126	0,030	374,935
0,035	0,035	0,070	1,0	0,140	0,016	494,458
0,035	0,070	0,105	2,0	0,175	0,033	421,235
0,035	0,105	0,140	3,0	0,210	0,049	395,061
0,053	0,053	0,106	1,0	0,212	0,025	544,638
0,053	0,105	0,158	2,0	0,264	0,049	455,819
0,053	0,158	0,211	3,0	0,317	0,074	416,733
0,070	0,070	0,140	1,0	0,280	0,033	584,787
0,070	0,140	0,210	2,0	0,350	0,066	495,813
0,070	0,210	0,280	3,0	0,420	0,099	462,918
0,105	0,105	0,210	1,0	0,420	0,049	652,538
0,105	0,210	0,315	2,0	0,525	0,099	544,311
0,105	0,315	0,420	3,0	0,630	0,148	513,631
0,140	0,140	0,280	1,0	0,560	0,066	701,664
0,140	0,280	0,420	2,0	0,700	0,132	592,875
0,140	0,420	0,560	3,0	0,840	0,198	532,674

Fonte: Autor

Tabela A.4 – Resultados do Ensaio Triaxial de Carga Repetida para a Amostra 4 (R02-SB)

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_3/σ_d	θ_b (MPa)	τ_{oct} (MPa)	M_R (MPa)
0,021	0,021	0,042	1,0	0,084	0,010	296,235
0,021	0,042	0,063	2,0	0,105	0,020	241,597
0,021	0,063	0,084	3,0	0,126	0,030	198,978
0,035	0,035	0,070	1,0	0,140	0,016	277,648
0,035	0,070	0,105	2,0	0,175	0,033	229,793
0,035	0,105	0,140	3,0	0,210	0,049	169,210
0,053	0,053	0,106	1,0	0,212	0,025	268,043
0,053	0,105	0,158	2,0	0,264	0,049	203,831
0,053	0,158	0,211	3,0	0,317	0,074	169,584
0,070	0,070	0,140	1,0	0,280	0,033	280,098
0,070	0,140	0,210	2,0	0,350	0,066	205,324
0,070	0,210	0,280	3,0	0,420	0,099	172,044
0,105	0,105	0,210	1,0	0,420	0,049	308,600
0,105	0,210	0,315	2,0	0,525	0,099	228,548
0,105	0,315	0,420	3,0	0,630	0,148	204,792
0,140	0,140	0,280	1,0	0,560	0,066	326,317
0,140	0,280	0,420	2,0	0,700	0,132	259,252
0,140	0,420	0,560	3,0	0,840	0,198	242,737

Fonte: Autor

Tabela A.5 – Resultados do Ensaio Triaxial de Carga Repetida para a Amostra 5 (R02-SB)

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_3/σ_d	θ_b (MPa)	τ_{oct} (MPa)	M_R (MPa)
0,021	0,021	0,042	1,0	0,084	0,010	409,755
0,021	0,042	0,063	2,0	0,105	0,020	308,594
0,021	0,063	0,084	3,0	0,126	0,030	249,331
0,035	0,035	0,070	1,0	0,140	0,016	356,134
0,035	0,070	0,105	2,0	0,175	0,033	257,867
0,035	0,105	0,140	3,0	0,210	0,049	199,263
0,053	0,053	0,106	1,0	0,212	0,025	312,928
0,053	0,105	0,158	2,0	0,264	0,049	236,783
0,053	0,158	0,211	3,0	0,317	0,074	196,411
0,070	0,070	0,140	1,0	0,280	0,033	318,017
0,070	0,140	0,210	2,0	0,350	0,066	220,305
0,070	0,210	0,280	3,0	0,420	0,099	206,913
0,105	0,105	0,210	1,0	0,420	0,049	331,482
0,105	0,210	0,315	2,0	0,525	0,099	248,962
0,105	0,315	0,420	3,0	0,630	0,148	232,066
0,140	0,140	0,280	1,0	0,560	0,066	354,154
0,140	0,280	0,420	2,0	0,700	0,132	285,335
0,140	0,420	0,560	3,0	0,840	0,198	258,642

Fonte: Autor

Tabela A.6 – Resultados do Ensaio Triaxial de Carga Repetida para a Amostra 6 (R04-SL)

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_3/σ_d	θ_b (MPa)	τ_{oct} (MPa)	M_R (MPa)
0,021	0,021	0,042	1,0	0,084	0,010	1827,602
0,021	0,042	0,063	2,0	0,105	0,020	1202,947
0,021	0,063	0,084	3,0	0,126	0,030	1109,306
0,035	0,035	0,070	1,0	0,140	0,016	1603,696
0,035	0,070	0,105	2,0	0,175	0,033	1213,124
0,035	0,105	0,140	3,0	0,210	0,049	1113,341
0,053	0,053	0,106	1,0	0,212	0,025	1420,376
0,053	0,105	0,158	2,0	0,264	0,049	1290,614
0,053	0,158	0,211	3,0	0,317	0,074	1218,396
0,070	0,070	0,140	1,0	0,280	0,033	1481,627
0,070	0,140	0,210	2,0	0,350	0,066	1387,787
0,070	0,210	0,280	3,0	0,420	0,099	1378,018

Fonte: Autor

Tabela A.7 – Resultados do Ensaio Triaxial de Carga Repetida para a Amostra 7 (R04-SL)

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_3/σ_d	θ_b (MPa)	τ_{oct} (MPa)	M_R (MPa)
0,021	0,021	0,042	1,0	0,084	0,010	882,306
0,021	0,042	0,063	2,0	0,105	0,020	1074,328
0,021	0,063	0,084	3,0	0,126	0,030	993,794
0,035	0,035	0,070	1,0	0,140	0,016	1154,456
0,035	0,070	0,105	2,0	0,175	0,033	1232,834
0,035	0,105	0,140	3,0	0,210	0,049	1249,462
0,053	0,053	0,106	1,0	0,212	0,025	1557,560
0,053	0,105	0,158	2,0	0,264	0,049	1467,179
0,053	0,158	0,211	3,0	0,317	0,074	1462,809
0,070	0,070	0,140	1,0	0,280	0,033	1796,359
0,070	0,140	0,210	2,0	0,350	0,066	1632,040
0,070	0,210	0,280	3,0	0,420	0,099	1610,173

Fonte: Autor

Tabela A.8 – Resultados do Ensaio Triaxial de Carga Repetida para a Amostra 8 (R04-SL)

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_3/σ_d	θ_b (MPa)	τ_{oct} (MPa)	M_R (MPa)
0,021	0,021	0,042	1,0	0,084	0,010	549,647
0,021	0,042	0,063	2,0	0,105	0,020	533,637
0,021	0,063	0,084	3,0	0,126	0,030	525,304
0,035	0,035	0,070	1,0	0,140	0,016	610,535
0,035	0,070	0,105	2,0	0,175	0,033	577,910
0,035	0,105	0,140	3,0	0,210	0,049	589,586
0,053	0,053	0,106	1,0	0,212	0,025	714,563
0,053	0,105	0,158	2,0	0,264	0,049	687,285
0,053	0,158	0,211	3,0	0,317	0,074	633,520
0,070	0,070	0,140	1,0	0,280	0,033	816,736
0,070	0,140	0,210	2,0	0,350	0,066	752,526
0,070	0,210	0,280	3,0	0,420	0,099	694,845

Fonte: Autor

Tabela A.9 – Resultados do Ensaio Triaxial de Carga Repetida para a Amostra 9 (R04-SL)

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_3/σ_d	θ_b (MPa)	τ_{oct} (MPa)	M_R (MPa)
0,021	0,021	0,042	1,0	0,084	0,010	250,675
0,021	0,042	0,063	2,0	0,105	0,020	205,153
0,021	0,063	0,084	3,0	0,126	0,030	206,221
0,035	0,035	0,070	1,0	0,140	0,016	257,619
0,035	0,070	0,105	2,0	0,175	0,033	218,944
0,035	0,105	0,140	3,0	0,210	0,049	186,119
0,053	0,053	0,106	1,0	0,212	0,025	262,617
0,053	0,105	0,158	2,0	0,264	0,049	210,685
0,053	0,158	0,211	3,0	0,317	0,074	189,369
0,070	0,070	0,140	1,0	0,280	0,033	300,645
0,070	0,140	0,210	2,0	0,350	0,066	246,871
0,070	0,210	0,280	3,0	0,420	0,099	224,623

Fonte: Autor

Tabela A.10 – Resultados do Ensaio Triaxial de Carga Repetida para a Amostra 10 (R04-SL)

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_3/σ_d	θ_b (MPa)	τ_{oct} (MPa)	M_R (MPa)
0,021	0,021	0,042	1,0	0,084	0,010	884,915*
0,021	0,042	0,063	2,0	0,105	0,020	442,613
0,021	0,063	0,084	3,0	0,126	0,030	298,407
0,035	0,035	0,070	1,0	0,140	0,016	536,739
0,035	0,070	0,105	2,0	0,175	0,033	310,387
0,035	0,105	0,140	3,0	0,210	0,049	241,382
0,053	0,053	0,106	1,0	0,212	0,025	391,580
0,053	0,105	0,158	2,0	0,264	0,049	280,105
0,053	0,158	0,211	3,0	0,317	0,074	244,073
0,070	0,070	0,140	1,0	0,280	0,033	368,792
0,070	0,140	0,210	2,0	0,350	0,066	281,758
0,070	0,210	0,280	3,0	0,420	0,099	255,905

* Outlier do conjunto de dados.

Fonte: Autor

Tabela A.11 – Resultados do Ensaio Triaxial de Carga Repetida para a Amostra 11 (R04-SB)

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_3/σ_d	θ_b (MPa)	τ_{oct} (MPa)	M_R (MPa)
0,021	0,021	0,042	1,0	0,084	0,010	1785,661
0,021	0,042	0,063	2,0	0,105	0,020	1289,739
0,021	0,063	0,084	3,0	0,126	0,030	1021,269
0,035	0,035	0,070	1,0	0,140	0,016	1628,088
0,035	0,070	0,105	2,0	0,175	0,033	1147,889
0,035	0,105	0,140	3,0	0,210	0,049	970,597
0,053	0,053	0,106	1,0	0,212	0,025	1418,753
0,053	0,105	0,158	2,0	0,264	0,049	1115,746
0,053	0,158	0,211	3,0	0,317	0,074	1037,767
0,070	0,070	0,140	1,0	0,280	0,033	1452,551
0,070	0,140	0,210	2,0	0,350	0,066	1158,750
0,070	0,210	0,280	3,0	0,420	0,099	1076,085
0,105	0,105	0,210	1,0	0,420	0,049	1427,604
0,105	0,210	0,315	2,0	0,525	0,099	1283,138
0,105	0,315	0,420	3,0	0,630	0,148	1228,642
0,140	0,140	0,280	1,0	0,560	0,066	1610,954
0,140	0,280	0,420	2,0	0,700	0,132	1371,890
0,140	0,420	0,560	3,0	0,840	0,198	1309,420

Fonte: Autor

Tabela A.12 – Resultados do Ensaio Triaxial de Carga Repetida para a Amostra 12 (R04-SB)

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_3/σ_d	θ_b (MPa)	τ_{oct} (MPa)	M_R (MPa)
0,021	0,021	0,042	1,0	0,084	0,010	731,745
0,021	0,042	0,063	2,0	0,105	0,020	717,899
0,021	0,063	0,084	3,0	0,126	0,030	570,480
0,035	0,035	0,070	1,0	0,140	0,016	757,903
0,035	0,070	0,105	2,0	0,175	0,033	671,918
0,035	0,105	0,140	3,0	0,210	0,049	623,832
0,053	0,053	0,106	1,0	0,212	0,025	802,195
0,053	0,105	0,158	2,0	0,264	0,049	742,385
0,053	0,158	0,211	3,0	0,317	0,074	718,752
0,070	0,070	0,140	1,0	0,280	0,033	914,990
0,070	0,140	0,210	2,0	0,350	0,066	818,742
0,070	0,210	0,280	3,0	0,420	0,099	812,983
0,105	0,105	0,210	1,0	0,420	0,049	1062,374
0,105	0,210	0,315	2,0	0,525	0,099	985,373
0,105	0,315	0,420	3,0	0,630	0,148	950,267
0,140	0,140	0,280	1,0	0,560	0,066	1131,363
0,140	0,280	0,420	2,0	0,700	0,132	1051,065
0,140	0,420	0,560	3,0	0,840	0,198	1005,952

Fonte: Autor

Tabela A.13 – Resultados do Ensaio Triaxial de Carga Repetida para a Amostra 13 (R04-SB)

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_3/σ_d	θ_b (MPa)	τ_{oct} (MPa)	M_R (MPa)
0,021	0,021	0,042	1,0	0,084	0,010	2333,387*
0,021	0,042	0,063	2,0	0,105	0,020	1162,904
0,021	0,063	0,084	3,0	0,126	0,030	885,322
0,035	0,035	0,070	1,0	0,140	0,016	1509,674
0,035	0,070	0,105	2,0	0,175	0,033	892,898
0,035	0,105	0,140	3,0	0,210	0,049	760,676
0,053	0,053	0,106	1,0	0,212	0,025	1223,182
0,053	0,105	0,158	2,0	0,264	0,049	843,686
0,053	0,158	0,211	3,0	0,317	0,074	718,074
0,070	0,070	0,140	1,0	0,280	0,033	1129,897
0,070	0,140	0,210	2,0	0,350	0,066	812,756
0,070	0,210	0,280	3,0	0,420	0,099	717,338
0,105	0,105	0,210	1,0	0,420	0,049	1073,690
0,105	0,210	0,315	2,0	0,525	0,099	847,652
0,105	0,315	0,420	3,0	0,630	0,148	770,803
0,140	0,140	0,280	1,0	0,560	0,066	1075,333
0,140	0,280	0,420	2,0	0,700	0,132	864,221
0,140	0,420	0,560	3,0	0,840	0,198	797,375

* Outlier do conjunto de dados.

Fonte: Autor

Tabela A.14 – Resultados do Ensaio Triaxial de Carga Repetida para a Amostra 14 (R04-SB)

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_3/σ_d	θ_b (MPa)	τ_{oct} (MPa)	M_R (MPa)
0,021	0,021	0,042	1,0	0,084	0,010	379,822
0,021	0,042	0,063	2,0	0,105	0,020	298,045
0,021	0,063	0,084	3,0	0,126	0,030	233,348
0,035	0,035	0,070	1,0	0,140	0,016	335,023
0,035	0,070	0,105	2,0	0,175	0,033	274,986
0,035	0,105	0,140	3,0	0,210	0,049	212,842
0,053	0,053	0,106	1,0	0,212	0,025	311,281
0,053	0,105	0,158	2,0	0,264	0,049	239,070
0,053	0,158	0,211	3,0	0,317	0,074	213,462
0,070	0,070	0,140	1,0	0,280	0,033	333,766
0,070	0,140	0,210	2,0	0,350	0,066	256,658
0,070	0,210	0,280	3,0	0,420	0,099	226,076
0,105	0,105	0,210	1,0	0,420	0,049	352,766
0,105	0,210	0,315	2,0	0,525	0,099	272,897
0,105	0,315	0,420	3,0	0,630	0,148	247,799
0,140	0,140	0,280	1,0	0,560	0,066	390,006
0,140	0,280	0,420	2,0	0,700	0,132	305,093
0,140	0,420	0,560	3,0	0,840	0,198	271,512

Fonte: Autor

Tabela A.15 – Resultados do Ensaio Triaxial de Carga Repetida para a Amostra 15 (R04-SB)

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_3/σ_d	θ_b (MPa)	τ_{oct} (MPa)	M_R (MPa)
0,021	0,021	0,042	1,0	0,084	0,010	396,471
0,021	0,042	0,063	2,0	0,105	0,020	314,572
0,021	0,063	0,084	3,0	0,126	0,030	264,567
0,035	0,035	0,070	1,0	0,140	0,016	350,018
0,035	0,070	0,105	2,0	0,175	0,033	275,101
0,035	0,105	0,140	3,0	0,210	0,049	228,618
0,053	0,053	0,106	1,0	0,212	0,025	327,873
0,053	0,105	0,158	2,0	0,264	0,049	241,349
0,053	0,158	0,211	3,0	0,317	0,074	210,902
0,070	0,070	0,140	1,0	0,280	0,033	333,397
0,070	0,140	0,210	2,0	0,350	0,066	243,661
0,070	0,210	0,280	3,0	0,420	0,099	221,347
0,105	0,105	0,210	1,0	0,420	0,049	356,812
0,105	0,210	0,315	2,0	0,525	0,099	287,395
0,105	0,315	0,420	3,0	0,630	0,148	263,646
0,140	0,140	0,280	1,0	0,560	0,066	390,199
0,140	0,280	0,420	2,0	0,700	0,132	317,988
0,140	0,420	0,560	3,0	0,840	0,198	288,632

Fonte: Autor

Tabela A.16 – Resultados do Ensaio Triaxial de Carga Repetida para a Amostra 16 (A03-SL)

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_3/σ_d	θ_b (MPa)	τ_{oct} (MPa)	M_R (MPa)
0,021	0,021	0,042	1,0	0,084	0,010	859,529
0,021	0,042	0,063	2,0	0,105	0,020	682,747
0,021	0,063	0,084	3,0	0,126	0,030	657,458
0,035	0,035	0,070	1,0	0,140	0,016	882,676
0,035	0,070	0,105	2,0	0,175	0,033	737,103
0,035	0,105	0,140	3,0	0,210	0,049	671,880
0,053	0,053	0,106	1,0	0,212	0,025	839,108
0,053	0,105	0,158	2,0	0,264	0,049	715,008
0,053	0,158	0,211	3,0	0,317	0,074	673,130
0,070	0,070	0,140	1,0	0,280	0,033	871,186
0,070	0,140	0,210	2,0	0,350	0,066	749,471
0,070	0,210	0,280	3,0	0,420	0,099	676,031

Fonte: Autor

Tabela A.17 – Resultados do Ensaio Triaxial de Carga Repetida para a Amostra 17 (A03-SL)

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_3/σ_d	θ_b (MPa)	τ_{oct} (MPa)	M_R (MPa)
0,021	0,021	0,042	1,0	0,084	0,010	911,875
0,021	0,042	0,063	2,0	0,105	0,020	706,503
0,021	0,063	0,084	3,0	0,126	0,030	635,581
0,035	0,035	0,070	1,0	0,140	0,016	776,723
0,035	0,070	0,105	2,0	0,175	0,033	591,691
0,035	0,105	0,140	3,0	0,210	0,049	546,403
0,053	0,053	0,106	1,0	0,212	0,025	821,231
0,053	0,105	0,158	2,0	0,264	0,049	699,680
0,053	0,158	0,211	3,0	0,317	0,074	617,764
0,070	0,070	0,140	1,0	0,280	0,033	852,611
0,070	0,140	0,210	2,0	0,350	0,066	692,474
0,070	0,210	0,280	3,0	0,420	0,099	655,038

Fonte: Autor

Tabela A.18 – Resultados do Ensaio Triaxial de Carga Repetida para a Amostra 18 (A03-SL)

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_3/σ_d	θ_b (MPa)	τ_{oct} (MPa)	M_R (MPa)
0,021	0,021	0,042	1,0	0,084	0,010	1772,610*
0,021	0,042	0,063	2,0	0,105	0,020	934,569
0,021	0,063	0,084	3,0	0,126	0,030	728,280
0,035	0,035	0,070	1,0	0,140	0,016	1501,251
0,035	0,070	0,105	2,0	0,175	0,033	826,051
0,035	0,105	0,140	3,0	0,210	0,049	632,031
0,053	0,053	0,106	1,0	0,212	0,025	1120,835
0,053	0,105	0,158	2,0	0,264	0,049	720,811
0,053	0,158	0,211	3,0	0,317	0,074	599,733
0,070	0,070	0,140	1,0	0,280	0,033	951,104
0,070	0,140	0,210	2,0	0,350	0,066	703,657
0,070	0,210	0,280	3,0	0,420	0,099	613,894

* Outlier do conjunto de dados.

Fonte: Autor

Tabela A.19 – Resultados do Ensaio Triaxial de Carga Repetida para a Amostra 19 (A03-SL)

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_3/σ_d	θ_b (MPa)	τ_{oct} (MPa)	M_R (MPa)
0,021	0,021	0,042	1,0	0,084	0,010	337,756
0,021	0,042	0,063	2,0	0,105	0,020	321,679
0,021	0,063	0,084	3,0	0,126	0,030	298,063
0,035	0,035	0,070	1,0	0,140	0,016	357,739
0,035	0,070	0,105	2,0	0,175	0,033	299,389
0,035	0,105	0,140	3,0	0,210	0,049	263,422
0,053	0,053	0,106	1,0	0,212	0,025	377,046
0,053	0,105	0,158	2,0	0,264	0,049	285,741
0,053	0,158	0,211	3,0	0,317	0,074	231,407
0,070	0,070	0,140	1,0	0,280	0,033	385,456
0,070	0,140	0,210	2,0	0,350	0,066	261,597
0,070	0,210	0,280	3,0	0,420	0,099	218,774

Fonte: Autor

Tabela A.20 – Resultados do Ensaio Triaxial de Carga Repetida para a Amostra 20 (A03-SL)

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_3/σ_d	θ_b (MPa)	τ_{oct} (MPa)	M_R (MPa)
0,021	0,021	0,042	1,0	0,084	0,010	400,699
0,021	0,042	0,063	2,0	0,105	0,020	248,973
0,021	0,063	0,084	3,0	0,126	0,030	191,635
0,035	0,035	0,070	1,0	0,140	0,016	303,773
0,035	0,070	0,105	2,0	0,175	0,033	187,664
0,035	0,105	0,140	3,0	0,210	0,049	144,299
0,053	0,053	0,106	1,0	0,212	0,025	247,815
0,053	0,105	0,158	2,0	0,264	0,049	168,254
0,053	0,158	0,211	3,0	0,317	0,074	ND
0,070	0,070	0,140	1,0	0,280	0,033	ND
0,070	0,140	0,210	2,0	0,350	0,066	ND
0,070	0,210	0,280	3,0	0,420	0,099	ND

ND: Valor não determinado.

Fonte: Autor

Tabela A.21 – Resultados do Ensaio Triaxial de Carga Repetida para a Amostra 21 (A03-SB)

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_3/σ_d	θ_b (MPa)	τ_{oct} (MPa)	M_R (MPa)
0,021	0,021	0,042	1,0	0,084	0,010	1193,931
0,021	0,042	0,063	2,0	0,105	0,020	935,647
0,021	0,063	0,084	3,0	0,126	0,030	814,287
0,035	0,035	0,070	1,0	0,140	0,016	1026,328
0,035	0,070	0,105	2,0	0,175	0,033	865,632
0,035	0,105	0,140	3,0	0,210	0,049	788,635
0,053	0,053	0,106	1,0	0,212	0,025	1052,843
0,053	0,105	0,158	2,0	0,264	0,049	864,428
0,053	0,158	0,211	3,0	0,317	0,074	835,541
0,070	0,070	0,140	1,0	0,280	0,033	1092,734
0,070	0,140	0,210	2,0	0,350	0,066	938,781
0,070	0,210	0,280	3,0	0,420	0,099	881,265
0,105	0,105	0,210	1,0	0,420	0,049	1195,105
0,105	0,210	0,315	2,0	0,525	0,099	1050,244
0,105	0,315	0,420	3,0	0,630	0,148	1040,566
0,140	0,140	0,280	1,0	0,560	0,066	1331,829
0,140	0,280	0,420	2,0	0,700	0,132	1189,080
0,140	0,420	0,560	3,0	0,840	0,198	1126,990

Fonte: Autor

Tabela A.22 – Resultados do Ensaio Triaxial de Carga Repetida para a Amostra 22 (A03-SB)

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_3/σ_d	θ_b (MPa)	τ_{oct} (MPa)	M_R (MPa)
0,021	0,021	0,042	1,0	0,084	0,010	2654,479*
0,021	0,042	0,063	2,0	0,105	0,020	998,431
0,021	0,063	0,084	3,0	0,126	0,030	714,697
0,035	0,035	0,070	1,0	0,140	0,016	1205,785
0,035	0,070	0,105	2,0	0,175	0,033	784,705
0,035	0,105	0,140	3,0	0,210	0,049	653,158
0,053	0,053	0,106	1,0	0,212	0,025	1028,255
0,053	0,105	0,158	2,0	0,264	0,049	731,478
0,053	0,158	0,211	3,0	0,317	0,074	617,733
0,070	0,070	0,140	1,0	0,280	0,033	1018,754
0,070	0,140	0,210	2,0	0,350	0,066	726,212
0,070	0,210	0,280	3,0	0,420	0,099	645,253
0,105	0,105	0,210	1,0	0,420	0,049	1031,377
0,105	0,210	0,315	2,0	0,525	0,099	768,137
0,105	0,315	0,420	3,0	0,630	0,148	732,066
0,140	0,140	0,280	1,0	0,560	0,066	1089,352
0,140	0,280	0,420	2,0	0,700	0,132	824,511
0,140	0,420	0,560	3,0	0,840	0,198	734,245

* Outlier do conjunto de dados.

Fonte: Autor

Tabela A.23 – Resultados do Ensaio Triaxial de Carga Repetida para a Amostra 23 (A03-SB)

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_3/σ_d	θ_b (MPa)	τ_{oct} (MPa)	M_R (MPa)
0,021	0,021	0,042	1,0	0,084	0,010	605,954
0,021	0,042	0,063	2,0	0,105	0,020	448,851
0,021	0,063	0,084	3,0	0,126	0,030	379,475
0,035	0,035	0,070	1,0	0,140	0,016	518,833
0,035	0,070	0,105	2,0	0,175	0,033	394,454
0,035	0,105	0,140	3,0	0,210	0,049	328,914
0,053	0,053	0,106	1,0	0,212	0,025	516,522
0,053	0,105	0,158	2,0	0,264	0,049	369,158
0,053	0,158	0,211	3,0	0,317	0,074	306,546
0,070	0,070	0,140	1,0	0,280	0,033	500,540
0,070	0,140	0,210	2,0	0,350	0,066	365,036
0,070	0,210	0,280	3,0	0,420	0,099	301,534
0,105	0,105	0,210	1,0	0,420	0,049	475,800
0,105	0,210	0,315	2,0	0,525	0,099	367,030
0,105	0,315	0,420	3,0	0,630	0,148	313,287
0,140	0,140	0,280	1,0	0,560	0,066	508,130
0,140	0,280	0,420	2,0	0,700	0,132	382,002
0,140	0,420	0,560	3,0	0,840	0,198	341,694

Fonte: Autor

Tabela A.24 – Resultados do Ensaio Triaxial de Carga Repetida para a Amostra 24 (A03-SB)

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_3/σ_d	θ_b (MPa)	τ_{oct} (MPa)	M_R (MPa)
0,021	0,021	0,042	1,0	0,084	0,010	491,261
0,021	0,042	0,063	2,0	0,105	0,020	328,467
0,021	0,063	0,084	3,0	0,126	0,030	272,931
0,035	0,035	0,070	1,0	0,140	0,016	414,303
0,035	0,070	0,105	2,0	0,175	0,033	291,432
0,035	0,105	0,140	3,0	0,210	0,049	239,256
0,053	0,053	0,106	1,0	0,212	0,025	357,496
0,053	0,105	0,158	2,0	0,264	0,049	261,778
0,053	0,158	0,211	3,0	0,317	0,074	221,495
0,070	0,070	0,140	1,0	0,280	0,033	345,624
0,070	0,140	0,210	2,0	0,350	0,066	264,540
0,070	0,210	0,280	3,0	0,420	0,099	227,446
0,105	0,105	0,210	1,0	0,420	0,049	371,102
0,105	0,210	0,315	2,0	0,525	0,099	276,316
0,105	0,315	0,420	3,0	0,630	0,148	267,096
0,140	0,140	0,280	1,0	0,560	0,066	398,916
0,140	0,280	0,420	2,0	0,700	0,132	318,919
0,140	0,420	0,560	3,0	0,840	0,198	297,214

Fonte: Autor

Tabela A.25 – Resultados do Ensaio Triaxial de Carga Repetida para a Amostra 25 (R08-SB)

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_3/σ_d	θ_b (MPa)	τ_{oct} (MPa)	M_R (MPa)
0,021	0,021	0,042	1,0	0,084	0,010	770,844
0,021	0,042	0,063	2,0	0,105	0,020	693,475
0,021	0,063	0,084	3,0	0,126	0,030	608,455
0,035	0,035	0,070	1,0	0,140	0,016	784,172
0,035	0,070	0,105	2,0	0,175	0,033	648,186
0,035	0,105	0,140	3,0	0,210	0,049	635,741
0,053	0,053	0,106	1,0	0,212	0,025	740,823
0,053	0,105	0,158	2,0	0,264	0,049	699,363
0,053	0,158	0,211	3,0	0,317	0,074	688,360
0,070	0,070	0,140	1,0	0,280	0,033	801,176
0,070	0,140	0,210	2,0	0,350	0,066	765,490
0,070	0,210	0,280	3,0	0,420	0,099	771,392
0,105	0,105	0,210	1,0	0,420	0,049	951,526
0,105	0,210	0,315	2,0	0,525	0,099	912,361
0,105	0,315	0,420	3,0	0,630	0,148	975,829
0,140	0,140	0,280	1,0	0,560	0,066	1098,734
0,140	0,280	0,420	2,0	0,700	0,132	1072,728
0,140	0,420	0,560	3,0	0,840	0,198	1043,917

Fonte: Autor

Tabela A.26 – Resultados do Ensaio Triaxial de Carga Repetida para a Amostra 26 (R08-SB)

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_3/σ_d	θ_b (MPa)	τ_{oct} (MPa)	M_R (MPa)
0,021	0,021	0,042	1,0	0,084	0,010	378,936
0,021	0,042	0,063	2,0	0,105	0,020	404,705
0,021	0,063	0,084	3,0	0,126	0,030	403,647
0,035	0,035	0,070	1,0	0,140	0,016	570,124
0,035	0,070	0,105	2,0	0,175	0,033	607,245
0,035	0,105	0,140	3,0	0,210	0,049	565,938
0,053	0,053	0,106	1,0	0,212	0,025	770,066
0,053	0,105	0,158	2,0	0,264	0,049	787,801
0,053	0,158	0,211	3,0	0,317	0,074	735,049
0,070	0,070	0,140	1,0	0,280	0,033	896,442
0,070	0,140	0,210	2,0	0,350	0,066	845,655
0,070	0,210	0,280	3,0	0,420	0,099	870,182
0,105	0,105	0,210	1,0	0,420	0,049	1094,894
0,105	0,210	0,315	2,0	0,525	0,099	1066,640
0,105	0,315	0,420	3,0	0,630	0,148	1062,813
0,140	0,140	0,280	1,0	0,560	0,066	1262,724
0,140	0,280	0,420	2,0	0,700	0,132	1193,237
0,140	0,420	0,560	3,0	0,840	0,198	1118,361

Fonte: Autor

Tabela A.27 – Resultados do Ensaio Triaxial de Carga Repetida para a Amostra 27 (R08-SB)

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_3/σ_d	θ_b (MPa)	τ_{oct} (MPa)	M_R (MPa)
0,021	0,021	0,042	1,0	0,084	0,010	1648,757*
0,021	0,042	0,063	2,0	0,105	0,020	857,262
0,021	0,063	0,084	3,0	0,126	0,030	833,739
0,035	0,035	0,070	1,0	0,140	0,016	1361,867*
0,035	0,070	0,105	2,0	0,175	0,033	737,513
0,035	0,105	0,140	3,0	0,210	0,049	626,959
0,053	0,053	0,106	1,0	0,212	0,025	931,642
0,053	0,105	0,158	2,0	0,264	0,049	748,899
0,053	0,158	0,211	3,0	0,317	0,074	673,790
0,070	0,070	0,140	1,0	0,280	0,033	919,341
0,070	0,140	0,210	2,0	0,350	0,066	731,132
0,070	0,210	0,280	3,0	0,420	0,099	686,253
0,105	0,105	0,210	1,0	0,420	0,049	976,093
0,105	0,210	0,315	2,0	0,525	0,099	824,432
0,105	0,315	0,420	3,0	0,630	0,148	766,810
0,140	0,140	0,280	1,0	0,560	0,066	1051,640
0,140	0,280	0,420	2,0	0,700	0,132	892,151
0,140	0,420	0,560	3,0	0,840	0,198	801,612

* Outlier do conjunto de dados.

Fonte: Autor

Tabela A.28 – Resultados do Ensaio Triaxial de Carga Repetida para a Amostra 28 (R08-SB)

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_3/σ_d	θ_b (MPa)	τ_{oct} (MPa)	M_R (MPa)
0,021	0,021	0,042	1,0	0,084	0,010	435,941
0,021	0,042	0,063	2,0	0,105	0,020	346,848
0,021	0,063	0,084	3,0	0,126	0,030	298,837
0,035	0,035	0,070	1,0	0,140	0,016	431,734
0,035	0,070	0,105	2,0	0,175	0,033	314,323
0,035	0,105	0,140	3,0	0,210	0,049	278,492
0,053	0,053	0,106	1,0	0,212	0,025	392,425
0,053	0,105	0,158	2,0	0,264	0,049	298,920
0,053	0,158	0,211	3,0	0,317	0,074	240,223
0,070	0,070	0,140	1,0	0,280	0,033	387,658
0,070	0,140	0,210	2,0	0,350	0,066	282,626
0,070	0,210	0,280	3,0	0,420	0,099	241,018
0,105	0,105	0,210	1,0	0,420	0,049	419,004
0,105	0,210	0,315	2,0	0,525	0,099	293,007
0,105	0,315	0,420	3,0	0,630	0,148	261,928
0,140	0,140	0,280	1,0	0,560	0,066	443,448
0,140	0,280	0,420	2,0	0,700	0,132	315,071
0,140	0,420	0,560	3,0	0,840	0,198	288,014

Fonte: Autor

Tabela A.29 – Resultados do Ensaio Triaxial de Carga Repetida para a Amostra 29 (R08-SB)

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_3/σ_d	θ_b (MPa)	τ_{oct} (MPa)	M_R (MPa)
0,021	0,021	0,042	1,0	0,084	0,010	490,936
0,021	0,042	0,063	2,0	0,105	0,020	387,835
0,021	0,063	0,084	3,0	0,126	0,030	338,415
0,035	0,035	0,070	1,0	0,140	0,016	434,832
0,035	0,070	0,105	2,0	0,175	0,033	356,956
0,035	0,105	0,140	3,0	0,210	0,049	279,022
0,053	0,053	0,106	1,0	0,212	0,025	414,304
0,053	0,105	0,158	2,0	0,264	0,049	310,341
0,053	0,158	0,211	3,0	0,317	0,074	250,215
0,070	0,070	0,140	1,0	0,280	0,033	387,336
0,070	0,140	0,210	2,0	0,350	0,066	276,021
0,070	0,210	0,280	3,0	0,420	0,099	245,294
0,105	0,105	0,210	1,0	0,420	0,049	386,563
0,105	0,210	0,315	2,0	0,525	0,099	266,782
0,105	0,315	0,420	3,0	0,630	0,148	253,541
0,140	0,140	0,280	1,0	0,560	0,066	381,343
0,140	0,280	0,420	2,0	0,700	0,132	285,459
0,140	0,420	0,560	3,0	0,840	0,198	257,760

Fonte: Autor

Tabela A.30 – Resultados do Ensaio Triaxial de Carga Repetida para a Amostra 30 (R-AL)

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_3/σ_d	θ_b (MPa)	τ_{oct} (MPa)	M_R (MPa)
0,021	0,021	0,042	1,0	0,084	0,010	868,975
0,021	0,042	0,063	2,0	0,105	0,020	778,594
0,021	0,063	0,084	3,0	0,126	0,030	748,424
0,035	0,035	0,070	1,0	0,140	0,016	963,111
0,035	0,070	0,105	2,0	0,175	0,033	756,821
0,035	0,105	0,140	3,0	0,210	0,049	753,889
0,053	0,053	0,106	1,0	0,212	0,025	1004,998
0,053	0,105	0,158	2,0	0,264	0,049	919,460
0,053	0,158	0,211	3,0	0,317	0,074	882,021
0,070	0,070	0,140	1,0	0,280	0,033	1011,174
0,070	0,140	0,210	2,0	0,350	0,066	993,684
0,070	0,210	0,280	3,0	0,420	0,099	940,102

Fonte: Autor

Tabela A.31 – Resultados do Ensaio Triaxial de Carga Repetida para a Amostra 31 (R-AL)

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_3/σ_d	θ_b (MPa)	τ_{oct} (MPa)	M_R (MPa)
0,021	0,021	0,042	1,0	0,084	0,010	330,059
0,021	0,042	0,063	2,0	0,105	0,020	303,849
0,021	0,063	0,084	3,0	0,126	0,030	272,689
0,035	0,035	0,070	1,0	0,140	0,016	363,170
0,035	0,070	0,105	2,0	0,175	0,033	309,997
0,035	0,105	0,140	3,0	0,210	0,049	293,361
0,053	0,053	0,106	1,0	0,212	0,025	395,768
0,053	0,105	0,158	2,0	0,264	0,049	357,729
0,053	0,158	0,211	3,0	0,317	0,074	314,717
0,070	0,070	0,140	1,0	0,280	0,033	407,065
0,070	0,140	0,210	2,0	0,350	0,066	372,325
0,070	0,210	0,280	3,0	0,420	0,099	325,954

Fonte: Autor

Tabela A.32 – Resultados do Ensaio Triaxial de Carga Repetida para a Amostra 32 (R-AL)

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_3/σ_d	θ_b (MPa)	τ_{oct} (MPa)	M_R (MPa)
0,021	0,021	0,042	1,0	0,084	0,010	242,082
0,021	0,042	0,063	2,0	0,105	0,020	242,804
0,021	0,063	0,084	3,0	0,126	0,030	231,331
0,035	0,035	0,070	1,0	0,140	0,016	289,368
0,035	0,070	0,105	2,0	0,175	0,033	243,880
0,035	0,105	0,140	3,0	0,210	0,049	205,203
0,053	0,053	0,106	1,0	0,212	0,025	323,111
0,053	0,105	0,158	2,0	0,264	0,049	259,307
0,053	0,158	0,211	3,0	0,317	0,074	220,102
0,070	0,070	0,140	1,0	0,280	0,033	315,084
0,070	0,140	0,210	2,0	0,350	0,066	287,329
0,070	0,210	0,280	3,0	0,420	0,099	238,435

Fonte: Autor

Tabela A.33 – Resultados do Ensaio Triaxial de Carga Repetida para a Amostra 33 (R-AL)

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_3/σ_d	θ_b (MPa)	τ_{oct} (MPa)	M_R (MPa)
0,021	0,021	0,042	1,0	0,084	0,010	214,890
0,021	0,042	0,063	2,0	0,105	0,020	210,319
0,021	0,063	0,084	3,0	0,126	0,030	185,990
0,035	0,035	0,070	1,0	0,140	0,016	267,199
0,035	0,070	0,105	2,0	0,175	0,033	211,002
0,035	0,105	0,140	3,0	0,210	0,049	194,476
0,053	0,053	0,106	1,0	0,212	0,025	253,689
0,053	0,105	0,158	2,0	0,264	0,049	227,798
0,053	0,158	0,211	3,0	0,317	0,074	202,815
0,070	0,070	0,140	1,0	0,280	0,033	278,154
0,070	0,140	0,210	2,0	0,350	0,066	263,552
0,070	0,210	0,280	3,0	0,420	0,099	242,360

Fonte: Autor

Tabela A.34 – Resultados do Ensaio Triaxial de Carga Repetida para a Amostra 34 (R-AB)

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_3/σ_d	θ_b (MPa)	τ_{oct} (MPa)	M_R (MPa)
0,021	0,021	0,042	1,0	0,084	0,010	824,203
0,021	0,042	0,063	2,0	0,105	0,020	647,571
0,021	0,063	0,084	3,0	0,126	0,030	529,305
0,035	0,035	0,070	1,0	0,140	0,016	732,417
0,035	0,070	0,105	2,0	0,175	0,033	615,013
0,035	0,105	0,140	3,0	0,210	0,049	596,190
0,053	0,053	0,106	1,0	0,212	0,025	729,379
0,053	0,105	0,158	2,0	0,264	0,049	658,702
0,053	0,158	0,211	3,0	0,317	0,074	639,147
0,070	0,070	0,140	1,0	0,280	0,033	737,648
0,070	0,140	0,210	2,0	0,350	0,066	703,570
0,070	0,210	0,280	3,0	0,420	0,099	671,087

Fonte: Autor

Tabela A.35 – Resultados do Ensaio Triaxial de Carga Repetida para a Amostra 35 (R-AB)

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_3/σ_d	θ_b (MPa)	τ_{oct} (MPa)	M_R (MPa)
0,021	0,021	0,042	1,0	0,084	0,010	592,854
0,021	0,042	0,063	2,0	0,105	0,020	581,927
0,021	0,063	0,084	3,0	0,126	0,030	523,512
0,035	0,035	0,070	1,0	0,140	0,016	687,263
0,035	0,070	0,105	2,0	0,175	0,033	649,246
0,035	0,105	0,140	3,0	0,210	0,049	633,710
0,053	0,053	0,106	1,0	0,212	0,025	771,290
0,053	0,105	0,158	2,0	0,264	0,049	729,080
0,053	0,158	0,211	3,0	0,317	0,074	713,826
0,070	0,070	0,140	1,0	0,280	0,033	833,850
0,070	0,140	0,210	2,0	0,350	0,066	785,111
0,070	0,210	0,280	3,0	0,420	0,099	762,379

Fonte: Autor

Tabela A.36 – Resultados do Ensaio Triaxial de Carga Repetida para a Amostra 36 (R-AB)

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_3/σ_d	θ_b (MPa)	τ_{oct} (MPa)	M_R (MPa)
0,021	0,021	0,042	1,0	0,084	0,010	761,823
0,021	0,042	0,063	2,0	0,105	0,020	542,209
0,021	0,063	0,084	3,0	0,126	0,030	473,061
0,035	0,035	0,070	1,0	0,140	0,016	666,670
0,035	0,070	0,105	2,0	0,175	0,033	485,292
0,035	0,105	0,140	3,0	0,210	0,049	406,693
0,053	0,053	0,106	1,0	0,212	0,025	610,455
0,053	0,105	0,158	2,0	0,264	0,049	449,619
0,053	0,158	0,211	3,0	0,317	0,074	375,187
0,070	0,070	0,140	1,0	0,280	0,033	576,828
0,070	0,140	0,210	2,0	0,350	0,066	449,098
0,070	0,210	0,280	3,0	0,420	0,099	357,469

Fonte: Autor

Tabela A.37 – Resultados do Ensaio Triaxial de Carga Repetida para a Amostra 37 (R-AB)

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_3/σ_d	θ_b (MPa)	τ_{oct} (MPa)	M_R (MPa)
0,021	0,021	0,042	1,0	0,084	0,010	161,854
0,021	0,042	0,063	2,0	0,105	0,020	108,305
0,021	0,063	0,084	3,0	0,126	0,030	ND
0,035	0,035	0,070	1,0	0,140	0,016	ND
0,035	0,070	0,105	2,0	0,175	0,033	ND
0,035	0,105	0,140	3,0	0,210	0,049	ND
0,053	0,053	0,106	1,0	0,212	0,025	ND
0,053	0,105	0,158	2,0	0,264	0,049	ND
0,053	0,158	0,211	3,0	0,317	0,074	ND
0,070	0,070	0,140	1,0	0,280	0,033	ND
0,070	0,140	0,210	2,0	0,350	0,066	ND
0,070	0,210	0,280	3,0	0,420	0,099	ND

ND: Valor não determinado.

Fonte: Autor

APÊNDICE B – RESULTADOS DAS ANÁLISES DE REGRESSÃO DOS VALORES DE M_R EM FUNÇÃO DO ESTADO DE TENSÕES

Tabela B.1 – Valores de R^2 para os modelos constitutivos 1 a 8

(continua)

Material	Amostra	Modelos Constitutivos							
		1	2	3	4	5	6	7	8
R02-SB	1	0,89	0,72	0,40	0,94	0,94	0,91	0,94	0,91
	2	0,78	0,61	0,30	0,86	0,86	0,93	0,82	0,72
	3	0,60	0,35	0,07	0,98	0,98	0,97	0,88	0,77
	4	0,04	0,00	0,12	0,82	0,81	0,79	0,52	0,37
	5	0,02	0,13	0,41	0,79	0,79	0,67	0,42	0,33
R04-SL	6	0,00	0,06	0,32	0,64	0,65	0,41	0,27	0,21
	7	0,94	0,79	0,43	0,95	0,94	0,94	0,97	0,97
	8	0,86	0,58	0,20	0,95	0,94	0,99	0,97	0,92
	9	0,12	0,00	0,13	0,85	0,85	0,87	0,74	0,65
	10	0,28	0,61	0,92	0,94	0,94	0,82	0,77	0,77
R04-SB	11	0,01	0,02	0,19	0,72	0,72	0,54	0,28	0,17
	12	0,84	0,65	0,32	0,93	0,93	0,94	0,88	0,80
	13	0,18	0,40	0,73	0,90	0,90	0,71	0,57	0,54
	14	0,01	0,01	0,19	0,81	0,81	0,76	0,49	0,35
	15	0,00	0,03	0,22	0,74	0,74	0,68	0,39	0,27
A03-SL	16	0,01	0,05	0,38	0,96	0,96	0,85	0,76	0,70
	17	0,00	0,11	0,43	0,81	0,82	0,71	0,57	0,49
	18	0,18	0,48	0,87	0,95	0,96	0,83	0,77	0,76
	19	0,05	0,24	0,56	0,81	0,80	0,95	0,98	0,97
	20	0,16	0,59	0,97	1,00	1,00	0,95	0,93	0,93

Tabela B.1 – Valores de R^2 para os modelos constitutivos 1 a 8

(conclusão)

Material	Amostra	Modelos Constitutivos							
		1	2	3	4	5	6	7	8
A03-SB	21	0,32	0,15	0,01	0,73	0,73	0,73	0,47	0,31
	22	0,07	0,23	0,55	0,84	0,85	0,66	0,46	0,40
	23	0,07	0,25	0,59	0,94	0,94	0,84	0,65	0,58
	24	0,02	0,14	0,42	0,78	0,78	0,62	0,38	0,30
R08-SB	25	0,78	0,65	0,36	0,81	0,81	0,89	0,77	0,68
	26	0,98	0,87	0,59	0,98	0,98	0,93	0,98	0,99
	27	0,01	0,09	0,33	0,69	0,70	0,56	0,31	0,23
	28	0,01	0,11	0,40	0,90	0,91	0,87	0,67	0,56
	29	0,23	0,46	0,78	0,94	0,94	0,88	0,76	0,72
R-AL	30	0,55	0,26	0,02	0,86	0,86	0,81	0,70	0,60
	31	0,43	0,13	0,00	0,97	0,94	0,95	0,89	0,82
	32	0,20	0,02	0,05	0,82	0,80	0,89	0,86	0,81
	33	0,43	0,15	0,00	0,84	0,83	0,83	0,72	0,64
R-AB	34	0,04	0,01	0,21	0,70	0,70	0,50	0,33	0,24
	35	0,91	0,63	0,22	0,99	0,98	0,97	0,95	0,92
	36	0,18	0,50	0,89	0,99	0,99	0,92	0,87	0,85
	37	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND

ND: Valor não determinado.

Fonte: Autor

Tabela B.2 – Valores de R_{ajust}^2 para os modelos constitutivos 1 a 8

(continua)

Material	Amostra	Modelos Constitutivos							
		1	2	3	4	5	6	7	8
R02-SB	1	0,88	0,71	0,36	0,94	0,94	0,90	0,93	0,90
	2	0,77	0,58	0,25	0,84	0,84	0,92	0,80	0,68
	3	0,57	0,31	0,02	0,97	0,97	0,96	0,86	0,74
	4	-0,02	-0,06	0,07	0,79	0,79	0,77	0,45	0,29
	5	-0,04	0,07	0,37	0,76	0,76	0,62	0,34	0,24
R04-SL	6	-0,10	-0,03	0,26	0,57	0,58	0,28	0,11	0,04
	7	0,94	0,77	0,37	0,93	0,93	0,93	0,97	0,97
	8	0,84	0,54	0,12	0,94	0,93	0,98	0,97	0,91
	9	0,03	-0,10	0,04	0,82	0,82	0,84	0,69	0,57
	10	0,21	0,57	0,91	0,93	0,93	0,78	0,72	0,72
R04-SB	11	-0,05	-0,05	0,14	0,68	0,69	0,48	0,18	0,06
	12	0,83	0,63	0,28	0,92	0,92	0,94	0,86	0,77
	13	0,13	0,36	0,71	0,89	0,89	0,67	0,51	0,48
	14	-0,05	-0,05	0,14	0,79	0,79	0,73	0,42	0,27
	15	-0,06	-0,03	0,18	0,70	0,70	0,64	0,31	0,17
A03-SL	16	-0,09	-0,04	0,32	0,95	0,95	0,82	0,71	0,63
	17	-0,10	0,02	0,38	0,77	0,77	0,65	0,47	0,37
	18	0,09	0,43	0,85	0,94	0,95	0,79	0,72	0,70
	19	-0,05	0,16	0,52	0,76	0,76	0,94	0,97	0,97
	20	0,02	0,52	0,97	0,99	0,99	0,93	0,90	0,90

Tabela B.2 – Valores de R_{ajust}^2 para os modelos constitutivos 1 a 8

(conclusão)

Material	Amostra	Modelos Constitutivos							
		1	2	3	4	5	6	7	8
A03-SB	21	0,28	0,10	-0,06	0,69	0,69	0,69	0,40	0,22
	22	0,01	0,18	0,52	0,82	0,82	0,62	0,39	0,32
	23	0,02	0,20	0,56	0,93	0,93	0,82	0,61	0,53
	24	-0,04	0,08	0,38	0,75	0,75	0,57	0,30	0,21
R08-SB	25	0,77	0,63	0,33	0,79	0,79	0,87	0,74	0,64
	26	0,97	0,86	0,56	0,98	0,97	0,92	0,98	0,99
	27	-0,05	0,04	0,29	0,65	0,66	0,50	0,22	0,13
	28	-0,05	0,06	0,37	0,89	0,89	0,85	0,62	0,50
	29	0,18	0,43	0,77	0,94	0,94	0,87	0,73	0,69
R-AL	30	0,51	0,18	-0,08	0,83	0,83	0,77	0,63	0,52
	31	0,37	0,04	-0,10	0,96	0,93	0,94	0,87	0,78
	32	0,12	-0,07	-0,04	0,78	0,76	0,87	0,83	0,77
	33	0,37	0,06	-0,10	0,81	0,79	0,79	0,66	0,56
R-AB	34	-0,06	-0,09	0,14	0,63	0,63	0,38	0,18	0,07
	35	0,90	0,60	0,15	0,99	0,98	0,96	0,94	0,90
	36	0,10	0,45	0,87	0,99	0,99	0,91	0,84	0,82
	37	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND

ND: Valor não determinado.

Fonte: Autor

Tabela B.3 – Valores de *RMSE* para os modelos constitutivos 1 a 8

(continua)

Material	Amostra	Modelos Constitutivos							
		1	2	3	4	5	6	7	8
R02-SB	1	80,5	127,1	187,1	57,6	57,3	70,5	59,4	72,6
	2	61,8	82,7	110,5	49,7	49,8	34,1	55,6	70,1
	3	55,4	70,3	83,8	13,2	13,1	16,0	30,5	41,5
	4	45,9	46,9	43,9	20,1	20,4	21,3	32,6	37,2
	5	58,8	55,4	45,7	27,4	27,4	34,2	45,2	48,5
R04-SL	6	202,4	196,3	166,5	120,7	119,2	155,0	172,8	179,5
	7	65,7	126,2	206,9	63,4	65,7	66,3	43,4	43,7
	8	33,4	57,5	79,5	19,5	21,1	10,9	14,8	24,4
	9	30,7	32,7	30,5	12,6	12,5	11,8	16,5	19,4
	10	109,5	80,4	36,5	30,4	30,5	55,1	62,1	61,9
R04-SB	11	220,9	220,2	200,0	117,4	116,7	151,0	188,8	201,9
	12	63,3	93,7	131,0	41,7	42,8	37,7	55,7	71,7
	13	236,3	203,3	136,7	83,2	82,5	140,6	172,3	177,2
	14	53,3	53,3	48,3	23,1	23,4	26,1	38,3	43,2
	15	55,0	54,2	48,5	28,2	28,2	31,1	42,9	47,1
A03-SL	16	83,3	81,5	66,0	17,4	16,2	32,2	40,9	45,9
	17	106,5	100,8	80,2	46,3	45,7	57,1	70,0	76,4
	18	313,4	248,5	126,4	73,3	71,9	144,0	166,3	170,2
	19	51,0	45,5	34,5	22,9	23,1	11,4	7,9	8,7
	20	71,8	50,2	12,4	4,7	4,8	17,2	20,6	21,1

Tabela B.3 – Valores de *RMSE* para os modelos constitutivos 1 a 8

(conclusão)

Material	Amostra	Modelos Constitutivos							
		1	2	3	4	5	6	7	8
A03-SB	21	125,1	140,2	151,5	79,7	79,0	79,1	110,9	126,2
	22	217,5	197,9	151,0	89,0	88,6	130,7	164,9	173,9
	23	83,6	75,4	55,8	21,7	21,7	34,8	51,0	56,2
	24	69,1	65,0	53,3	32,9	32,6	43,2	55,0	58,3
R08-SB	25	70,8	89,3	120,7	65,8	65,3	50,7	72,3	85,7
	26	42,9	98,3	176,0	38,2	41,3	74,3	40,5	29,8
	27	152,2	145,7	125,1	84,5	83,7	101,9	126,9	134,3
	28	66,6	63,1	51,7	20,8	20,6	24,0	38,8	44,3
	29	63,1	53,0	33,6	17,0	16,9	24,4	35,2	37,8
R-AL	30	65,8	84,8	97,7	37,1	36,6	42,8	53,9	62,0
	31	30,4	37,4	40,0	7,5	9,4	8,9	13,1	17,0
	32	31,9	35,3	34,8	15,0	16,0	11,7	13,5	15,4
	33	22,4	27,2	29,5	11,8	12,3	12,3	15,7	17,8
R-AB	34	73,2	74,1	66,0	41,0	41,0	52,9	60,9	64,8
	35	27,0	54,6	79,4	8,7	11,5	16,7	19,1	26,1
	36	105,9	82,9	39,6	9,7	9,7	32,6	42,6	45,5
	37	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND

ND: Valor não determinado.

Fonte: Autor

Tabela B.4 – Valores dos parâmetros de regressão dos modelos constitutivos 1 a 3

(continua)

Material	Amostra	Modelo 1		Modelo 2		Modelo 3	
		k_1	k_2	k_1	k_2	k_1	k_2
R02-SB	1	10802	0,41	6007	0,35	8716	0,22
	2	7347	0,30	4788	0,26	6267	0,15
	3	5599	0,21	4246	0,16	5015	0,06
	4	2464	0,07	2399	-0,01	2386	-0,09
	5	2697	-0,05	3135	-0,12	2768	-0,18
R04-SL	6	13666	0,01	14285	-0,08	12926	-0,14
	7	19776	0,45	10173	0,38	14182	0,21
	8	8256	0,29	5465	0,22	6583	0,10
	9	2535	0,11	2286	0,01	2242	-0,08
	10	2445	-0,41	5194	-0,59	2880	-0,53
R04-SB	11	13146	0,03	13423	-0,03	12998	-0,10
	12	9580	0,28	6425	0,24	8252	0,14
	13	8889	-0,18	12760	-0,26	9745	-0,29
	14	2917	0,04	2970	-0,03	2871	-0,11
	15	2974	0,01	3114	-0,05	2959	-0,12
A03-SL	16	7683	0,02	7793	-0,05	7255	-0,11
	17	7055	-0,01	7602	-0,10	6726	-0,16
	18	6703	-0,34	12913	-0,54	7334	-0,54
	19	2817	-0,08	3398	-0,17	2840	-0,19
	20	1524	-0,38	3107	-0,71	1563	-0,60

Tabela B.4 – Valores dos parâmetros de regressão dos modelos constitutivos 1 a 3

(conclusão)

Material	Amostra	Modelo 1		Modelo 2		Modelo 3	
		k_1	k_2	k_1	k_2	k_1	k_2
A03-SB	21	10863	0,14	9174	0,09	10114	0,02
	22	8260	-0,11	10663	-0,19	8717	-0,25
	23	3922	-0,09	4857	-0,16	4119	-0,21
	24	3044	-0,05	3584	-0,13	3134	-0,19
R08-SB	25	9274	0,27	6240	0,24	8014	0,15
	26	10253	0,53	4683	0,48	7736	0,33
	27	8397	-0,03	9322	-0,09	8543	-0,14
	28	3255	-0,03	3696	-0,10	3321	-0,16
	29	3037	-0,16	4173	-0,22	3322	-0,24
R-AL	30	10427	0,19	8137	0,12	8910	0,02
	31	3929	0,17	3170	0,09	3361	-0,01
	32	2922	0,14	2505	0,04	2544	-0,05
	33	2709	0,19	2131	0,10	2294	0,00
R-AB	34	7024	0,05	6852	-0,02	6561	-0,08
	35	8795	0,28	5891	0,22	7080	0,10
	36	4210	-0,21	6369	-0,33	4537	-0,33
	37	ND	ND	ND	ND	ND	ND

ND: Valor não determinado.

Fonte: Autor

Tabela B.5 – Valores dos parâmetros de regressão dos modelos constitutivos 4 e 5

(continua)

Material	Amostra	Modelo 4			Modelo 5		
		k_1	k_2	k_3	k_2	k_1	k_3
R02-SB	1	11677	0,55	-0,13	2579	0,85	-0,44
	2	7898	0,43	-0,12	2388	0,67	-0,36
	3	6391	0,45	-0,23	1705	0,70	-0,48
	4	3033	0,44	-0,37	743	0,68	-0,62
	5	3361	0,35	-0,41	1008	0,54	-0,60
R04-SL	6	15569	0,25	-0,26	6627	0,40	-0,41
	7	20116	0,48	-0,03	5684	0,75	-0,30
	8	8725	0,39	-0,09	3024	0,60	-0,31
	9	2955	0,38	-0,27	915	0,59	-0,48
	10	3253	0,16	-0,62	1346	0,25	-0,71
R04-SB	11	15578	0,33	-0,31	5301	0,51	-0,50
	12	10287	0,40	-0,12	3316	0,63	-0,35
	13	11421	0,28	-0,48	3822	0,44	-0,64
	14	3566	0,39	-0,36	989	0,61	-0,58
	15	3604	0,36	-0,35	1110	0,56	-0,55
A03-SL	16	8779	0,26	-0,24	3757	0,41	-0,38
	17	8289	0,28	-0,29	3195	0,44	-0,45
	18	9276	0,33	-0,71	2354	0,51	-0,89
	19	3458	0,27	-0,33	1363	0,42	-0,47
	20	1806	0,16	-0,67	721	0,25	-0,76

Tabela B.5 – Valores dos parâmetros de regressão dos modelos constitutivos 4 e 5

(conclusão)

Material	Amostra	Modelo 4			Modelo 5		
		k_1	k_2	k_3	k_2	k_1	k_3
A03-SB	21	12213	0,34	-0,21	4321	0,53	-0,40
	22	10651	0,36	-0,49	2915	0,56	-0,69
	23	4946	0,33	-0,42	1547	0,51	-0,60
	24	3806	0,35	-0,42	1124	0,55	-0,62
R08-SB	25	9658	0,34	-0,07	3800	0,53	-0,26
	26	10562	0,59	-0,05	2248	0,91	-0,38
	27	10023	0,29	-0,32	3745	0,45	-0,49
	28	4101	0,38	-0,41	1122	0,60	-0,63
	29	3784	0,23	-0,39	1555	0,36	-0,52
R-AL	30	11249	0,32	-0,13	4475	0,50	-0,31
	31	4384	0,36	-0,19	1505	0,56	-0,39
	32	3366	0,38	-0,24	1063	0,59	-0,44
	33	3002	0,37	-0,18	1024	0,57	-0,38
R-AB	34	7788	0,23	-0,20	3695	0,36	-0,33
	35	9221	0,36	-0,08	3422	0,56	-0,28
	36	5357	0,23	-0,44	2154	0,35	-0,57
	37	ND	ND	ND	ND	ND	ND

ND: Valor não determinado.

Fonte: Autor

Tabela B.6 – Valores dos parâmetros de regressão dos modelos constitutivos 6 a 8

(continua)

Material	Amostra	Modelo 6			Modelo 7			Modelo 8		
		k_1	k_2	k_3	k_1	k_2	k_3	k_1	k_2	k_3
R02-SB	1	5311	1,32	-0,22	3238	1,05	-1,02	6037	0,72	-0,87
	2	4243	1,10	-0,21	3019	0,77	-0,75	4848	0,48	-0,55
	3	3935	1,10	-0,40	2740	0,79	-1,07	4446	0,51	-0,91
	4	2315	1,10	-0,68	1715	0,66	-1,30	2604	0,37	-1,05
	5	3166	0,88	-0,75	2599	0,43	-1,17	3408	0,19	-0,89
R04-SL	6	14006	0,72	-0,50	12708	0,33	-0,94	15693	0,14	-0,74
	7	7601	1,68	-0,09	5246	1,16	-1,15	11132	0,72	-1,00
	8	4459	1,34	-0,22	3380	0,89	-1,09	6024	0,53	-0,95
	9	2069	1,28	-0,61	1628	0,77	-1,57	2697	0,44	-1,39
	10	7408	0,35	-1,54	7074	0,03	-2,33	7035	-0,06	-2,09
R04-SB	11	13162	0,76	-0,51	11048	0,39	-0,82	14113	0,18	-0,60
	12	5812	1,00	-0,20	4199	0,73	-0,73	6548	0,47	-0,57
	13	14141	0,64	-0,90	12409	0,23	-1,25	14292	0,06	-0,99
	14	2896	1,00	-0,66	2225	0,58	-1,21	3205	0,31	-0,96
	15	3039	0,91	-0,63	2443	0,49	-1,07	3329	0,24	-0,81
A03-SL	16	7619	0,82	-0,52	6473	0,49	-1,22	8934	0,28	-1,10
	17	7454	0,93	-0,65	6384	0,50	-1,37	8800	0,25	-1,17
	18	18048	0,80	-1,75	15556	0,36	-3,04	19564	0,16	-2,84
	19	3530	0,96	-0,85	2832	0,62	-1,93	4288	0,38	-1,85
	20	5112	0,47	-2,08	4673	0,20	-3,73	5293	0,08	-3,61

Tabela B.6 – Valores dos parâmetros de regressão dos modelos constitutivos 6 a 8

(conclusão)

Material	Amostra	Modelo 6			Modelo 7			Modelo 8		
		k_1	k_2	k_3	k_1	k_2	k_3	k_1	k_2	k_3
A03-SB	21	8550	0,85	-0,34	6837	0,52	-0,71	9456	0,29	-0,51
	22	11241	0,86	-0,90	9288	0,39	-1,34	11855	0,15	-1,03
	23	5091	0,82	-0,81	4117	0,44	-1,35	5433	0,23	-1,13
	24	3638	0,85	-0,75	3025	0,40	-1,14	3886	0,16	-0,85
R08-SB	25	5585	0,86	-0,10	4405	0,57	-0,43	6288	0,34	-0,25
	26	4066	1,41	-0,08	2336	1,17	-0,94	4635	0,84	-0,82
	27	9253	0,71	-0,57	7984	0,33	-0,85	9819	0,13	-0,60
	28	3759	0,98	-0,80	2873	0,58	-1,45	4135	0,32	-1,23
	29	4530	0,60	-0,80	3895	0,29	-1,24	4669	0,13	-1,06
R-AL	30	7121	1,04	-0,27	5866	0,64	-0,92	8894	0,37	-0,78
	31	2797	1,21	-0,42	2189	0,77	-1,31	3624	0,46	-1,17
	32	2246	1,30	-0,57	1720	0,83	-1,60	2974	0,50	-1,47
	33	1854	1,22	-0,39	1471	0,75	-1,22	2410	0,44	-1,07
R-AB	34	6552	0,70	-0,38	5880	0,36	-0,82	7430	0,18	-0,66
	35	4891	1,21	-0,17	3812	0,80	-0,94	6421	0,48	-0,81
	36	7425	0,67	-1,07	6527	0,34	-1,92	8106	0,16	-1,78
	37	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND

ND: Valor não determinado.

Fonte: Autor