

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Régis Pinheiro Maria

**ESTUDO DAS PROPRIEDADES E FATORES QUE INFLUENCIAM O
COMPORTAMENTO RESILIENTE E A DEFORMAÇÃO
PERMANENTE DE MISTURAS DE SOLO-AGREGADO GRANÍTICO**

Santa Maria, RS
2021

Régis Pinheiro Maria

**ESTUDO DAS PROPRIEDADES E FATORES QUE INFLUENCIAM O
COMPORTAMENTO RESILIENTE E A DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE
MISTURAS DE SOLO-AGREGADO GRANÍTICO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração em Construção Civil e Preservação Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**.

Orientador: Prof. Dr. Rinaldo José Barbosa Pinheiro

Coorientador: Prof. Dr. Cezar Augusto Burkert Bastos

Santa Maria – RS
2021

Maria, Régis Pinheiro
ESTUDO DAS PROPRIEDADES E FATORES QUE INFLUENCIAM O
COMPORTAMENTO RESILIENTE E A DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE
MISTURAS DE SOLO-AGREGADO GRANÍTICO / Régis Pinheiro
Maria.- 2021.
229 p.; 30 cm

Orientador: Rinaldo José Barbosa Pinheiro
Coorientador: Cezar Augusto Burkert Bastos
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa
Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil, RS, 2021

1. Solo-agregado 2. Deformação Permanente 3. Módulo de
Resiliência 4. Variação de Umidade 5. Sucção I. Pinheiro,
Rinaldo José Barbosa II. Bastos, Cezar Augusto Burkert
III. Título.

Sistema de geração automática de ficha catalográfica da UFSM. Dados fornecidos pelo autor(a). Sob supervisão da Direção da Divisão de Processos Técnicos da Biblioteca Central. Bibliotecária responsável Paula Schoenfeldt Patta CRB 10/1728.

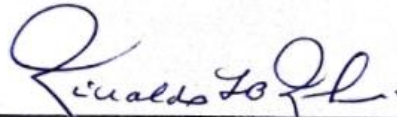
Declaro, RÉGIS PINHEIRO MARIA, para os devidos fins e sob as penas da lei, que a pesquisa constante neste trabalho de conclusão de curso (Dissertação) foi por mim elaborada e que as informações necessárias objeto de consulta em literatura e outras fontes estão devidamente referenciadas. Declaro, ainda, que este trabalho ou parte dele não foi apresentado anteriormente para obtenção de qualquer outro grau acadêmico, estando ciente de que a inveracidade da presente declaração poderá resultar na anulação da titulação pela Universidade, entre outras consequências legais.

Régis Pinheiro Maria

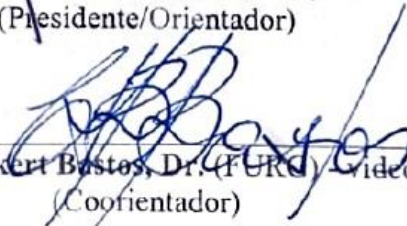
**ESTUDO DAS PROPRIEDADES E FATORES QUE INFLUENCIAM O
COMPORTAMENTO RESILIENTE E A DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE
MISTURAS DE SOLO-AGREGADO GRANÍTICO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração em Construção Civil e Preservação Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**.

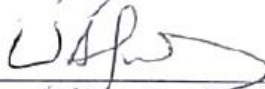
Aprovado em 30 de abril de 2021:



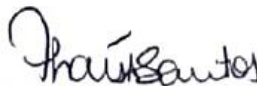
Rinaldo José Barbosa Pinheiro, Dr. (UFSM) - videoconferência
(Presidente/Orientador)



Cezar Augusto Burkert Bastos, Dr. (UFRS) - videoconferência
(Coorientador)



Washington Peres Núñez, Dr. (UFRGS) - videoconferência



Thaís Aquino dos Santos, Dra. (UFSM) - videoconferência

Santa Maria, RS
2021

DEDICATÓRIA

À minha família pelo apoio e incentivo.

AGRADECIMENTOS

Expresso meus agradecimentos aos que foram fundamentais a realização de mais um sonho através da conclusão deste trabalho:

A minha família, em especial a minha mãe Marta e minha vó Guiomar, pois sem o apoio de vocês desde o começo de minha trajetória acadêmica, não teria sido possível alcançar mais este sonho. Sou e serei eternamente grato por todo sacrifício que fizeram e ainda fazem para que possa seguir adiante. A minha irmã Hellen por todo o amor e carinho.

Ao meu companheiro Rafael pelo o apoio incondicional, incentivo e compreensão, pelas incansáveis palavras de estímulo nos momentos de desespero e aflição e por todo auxílio prestado durante essa trajetória. Obrigado pelo carinho e amparo a cada momento de dificuldade, que com o teu companheirismo conseguimos transpor.

A minha família de coração, em especial aos meus sogros Renan e Arlete, que me acolheram com muito carinho e nunca mediram esforços para que pudesse concretizar mais esta etapa de minha formação. A Mariana, minha cunhada, sempre disposta a ajudar, principalmente nas correrias e nos percalços que surgiam.

Aos meus orientadores Prof. Rinaldo Pinheiro e Prof. Cezar Bastos, pela confiança depositada bem como todo o conhecimento e ensinamentos que me foram repassados. Agradeço pela dedicação, presteza, paciência, apoio e incentivo na construção deste trabalho. Foi um privilégio tê-los como orientadores.

Aos Professores Washington Núñez e Thaís Santos pela disponibilidade em participar da banca examinadora, pelo tempo disponibilizado e pelo conhecimento agregado à pesquisa. Agradeço ainda a Thaís por todo apoio nos procedimentos laboratoriais e pela elucidação das dúvidas que surgiram durante o processo.

A Universidade Federal do Rio Grande – FURG e a Escola de Engenharia por me permitirem realizar este curso de pós-graduação. Agradeço aos colegas do Laboratório de Geotecnia e Concreto da FURG, que durante este período de afastamento colaboraram e supriram minha ausência no desenvolvimento das atividades.

Ao Laboratório de Materiais de Construção Civil - UFSM por todo apoio na coleta e transporte dos materiais bem como na realização dos ensaios. Aos professores e integrantes do GEPPASV pelos ensinamentos e auxílio no crescimento profissional. Aos engenheiros Fernando Boeira, Lucas Bueno e Fernando Zucchi e ao Técnico Alisson por todo auxílio prestado durante a realização dos ensaios.

Aos colegas Ângelo Magno, Diego Pires, Eduarda Fração e Haline Ceccato pelo convívio e partilhamento de dúvidas, anseios e ensinamentos. As doutorandas Ana Helena Back, Amanda Sagrilo e Paula Taiane Pascoal por toda experiência repassada, vocês com certeza fazem parte do sucesso deste trabalho. Obrigado por todo carinho e atenção. À colega e amiga Patrícia Falcão pela ajuda, incentivo e palavras de conforto durante os momentos de agonia e incertezas. Estendo também meu agradecimento a Juliane Falcão que foi impecável no auxílio das análises de DRX.

À amiga Rubilaine Costa por sempre dividirmos alegrias, tristezas e conquistas. És muito especial e teu apoio foi muito importante.

À Saibreira Barcellos, em nome de seu homônimo Márcio Barcelos por disponibilizar o acesso as jazidas bem como todo o material empregado nesta pesquisa.

Enfim agradeço a todos que, de alguma forma, contribuíram para a realização desta pesquisa.

RESUMO

ESTUDO DAS PROPRIEDADES E FATORES QUE INFLUENCIAM O COMPORTAMENTO RESILIENTE E A DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE MISTURAS DE SOLO-AGREGADO GRANÍTICO

AUTOR: Régis Pinheiro Maria

ORIENTADOR: Prof. Dr. Rinaldo José Barbosa Pinheiro

COORIENTADOR: Prof. Dr. Cezar Augusto Burkert Bastos

Esse trabalho tem por objetivo conhecer o comportamento de misturas de solo-agregado empregado na região sul do Rio Grande do Sul e avaliar os principais fatores que influenciam as propriedades mecânicas e deformacionais das referidas misturas. O solo estudado constitui solo residual jovem, pouco intemperizado, pertencente ao horizonte 'C' do perfil geológico local, comumente denominado de saibro. Já o agregado é originado de uma rocha ígnea ácida granítica, pertencente a formação geológica Batólito de Pelotas. Os procedimentos metodológicos empregados no trabalho constituem-se na caracterização física e mecânica do solo e agregado e na proposição de três misturas enquadradas na faixa C das principais normas que designam a utilização de solo-agregado na composição de camadas de base e sub-base de estruturas de pavimentos. Para tanto, foram realizados ensaios de ISC, M_R e D_P para o solo e as misturas. Os ensaios de ISC e M_R foram realizados no teor de umidade ótima e nas variações de umidade estabelecidas em norma, pré e pós compactação, além da variação na energia de compactação, nos teores ótimos de umidade. Por sua vez, os ensaios de D_P foram realizados no teor de umidade ótima a uma frequência de 2Hz. Por fim determinou-se a degradação do agregado e a influência da sucção no comportamento deformacional. Com relação ao ISC, mesmo com acréscimo de energia, os corpos de prova compactados nas variações do teor ótimo apresentaram menor capacidade de suporte do que no teor ótimo. Já no ensaio de M_R os valores foram mais elevados quanto menor o teor de umidade, em particular quando realizada a compactação no teor ótimo e os corpos de prova submetidos a secagem. O acréscimo de umidade em ambas as condições de compactação promoveu singela redução no M_R . Posto isto, identificou-se que os modelos que melhor representaram o comportamento resiliente foram o composto e universal, tendo em vista que ambos consideraram a ação conjunta das tensões confinante e desvio. No que tange a deformação permanente, tanto o solo quanto as misturas, apresentaram desempenho satisfatório em relação ao ATR e a tendência de acomodamento, sendo enquadrados nos tipos A, AB e B, não ocorrendo ruptura dos materiais. Com tais resultados verificou-se ainda uma boa correlação com os parâmetros de Guimarães (2009). Já as medidas de sucção demonstraram que o parâmetro apresenta uma relação inversa ao percentual de agregado das misturas, destacando o modelo de Liang (2008), que mostrou boa correlação entre o parâmetro e as propriedades resilientes dos materiais. Por fim, ao avaliar o emprego das misturas na constituição de camadas de base, através de dimensionamento realizado pelos métodos do DNER (1981) e pelo MeDiNa (2019), verificou-se que as estruturas propostas pelo método vigente apresentaram um excessivo trincamento por fadiga, antes do final do período de projeto, em contrapartida, as estruturas propostas através do MeDiNa (2019) atendem aos critérios de fadiga e deformação permanente, demonstrando o potencial uso destas misturas de solo-agregado na composição de camadas de base de pavimento.

Palavras-chave: Solo-agregado. Deformação Permanente. Módulo de Resiliência. Variação de Umidade. Sucção.

ABSTRACT

STUDY OF PROPERTIES AND FACTORS THAT INFLUENCE RESILIENT BEHAVIOR AND PERMANENT DEFORMATION OF SOIL-AGGREGATE MIXTURES GRANITIC

AUTHOR: Régis Pinheiro Maria

ADVISOR: Prof. Dr. Rinaldo José Barbosa Pinheiro

CO ADVISOR: Prof. Dr. Cezar Augusto Burkert Bastos

This work aims to understand the behavior of soil-aggregate mixtures used in the southern region of Rio Grande do Sul and to evaluate the main factors that influence the mechanical and deformational properties of said mixtures. The studied soil constitutes young residual soil, little weathered, belonging to the 'C' horizon of the local geological profile, commonly called gravel. The aggregate, on the other hand, originates from a granitic acid igneous rock, belonging to the Batólito de Pelotas geological formation. The methodological procedures used in the work consist of the physical and mechanical characterization of the soil and aggregate and the proposition of three mixtures within the C range of the main standards that designate the use of soil-aggregate in the composition of base and sub-base layers pavement structures. For this purpose, ISC, M_R and D_p tests were carried out for the soil and mixtures. The ISC and M_R tests were carried out in the optimum moisture content and in the humidity variations established in the norm, pre and post compaction, in addition to the variation in the compaction energy, in the optimum moisture content. In turn, the D_p tests were performed at the optimum moisture content at a frequency of 2Hz. Finally, the degradation of the aggregate and the influence of suction on the deformational behavior were determined. Regarding the ISC, even with increased energy, the compacted specimens in the variations of the optimum content showed less carrying capacity than in the content. In the M_R test, the values were higher the lower the moisture content, particularly when the compaction was performed at the optimum level and the specimens were subjected to drying. The increase in humidity in both compaction conditions promoted a simple reduction in the M_R . That said, it was identified that the models that best represented the resilient behavior were the composite and universal, considering that both considered the joint action of the tensions confident and deviation. Regarding the permanent deformation, both the soil and the mixtures, presented satisfactory performance in relation to the ATR and the accommodation tendency, being classified in types A, AB and B, with no rupture of the materials. With these results, there was also a good correlation with the parameters of Guimarães (2009). The suction measures showed that the parameter has an inverse relationship to the percentage of aggregate of the mixtures, highlighting the model by Liang (2008), which showed a good correlation between the parameter and the resilient properties of the materials. Finally, when evaluating the use of mixtures in the constitution of base layers, through design carried out by the methods of DNER (1981) and by MeDiNa (2019), it was found that the structures proposed by the current method would suffer rupture due to fatigue from the end of the project period, on the other hand, the structures proposed through MeDiNa (2019) meet the criteria of fatigue and permanent deformation, demonstrating the potential use of these soil-aggregate mixtures in the composition of base layers.

Keywords: Soil-aggregate. Permanent Deformation. Resilient Modulus. Humidity Variation. Suction.

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---|-----|
| Figura 1 - Resposta típica do corpo de prova no ensaio triaxial de carregamento repetido | 29 |
| Figura 2 - Relação deformação plástica e total..... | 30 |
| Figura 3 - Afundamentos de trilha de roda segundo os modos 0, 1, 2 e 3. | 37 |
| Figura 4 - Deformação do material granular durante um ciclo de carregamento..... | 46 |
| Figura 5 - Comportamentos típicos da teoria shakedown aplicada a materiais granulares | 48 |
| Figura 6 - Abrangência das regiões de projeto conforme o comportamento das deformações | 49 |
| Figura 7 - Tipos de comportamento quanto ao acomodamento sob cargas repetidas | 50 |
| Figura 8 - Misturas de solo-agregado: (a) sem finos; (b) com finos; (c) com muitos finos | 53 |
| Figura 9 - Visualização da mecânica dos solos saturados e não saturados | 62 |
| Figura 10 - Tipos de fluxo entre o solo e o papel filtro | 65 |
| Figura 11 - Desenho da pesquisa..... | 67 |
| Figura 12 - Mapa geológico contendo a área de estudo | 69 |
| Figura 13 – Localização das jazidas empregadas na pesquisa | 69 |
| Figura 14 - Mapa geológico contendo as jazidas de solo e agregado..... | 70 |
| Figura 15 - Extração e britagem do agregado..... | 71 |
| Figura 16 – Mapa pedológico contendo as jazidas de solo e agregado | 72 |
| Figura 17 - Jazida de extração do solo | 73 |
| Figura 18 - Ábacos de classificação (a) MCT e (b) G-MCT..... | 75 |
| Figura 19 – Ensaio para classificação MCT | 76 |
| Figura 20 – Ensaio de difração de raios-X | 77 |
| Figura 21 – Partículas de agregado provenientes da jazida e processo de britagem | 79 |
| Figura 22 – Ensaio equivalente de areia | 82 |
| Figura 23 – Ensaio de forma e lamelaridade..... | 84 |
| Figura 24 – Ensaio de esmagamento | 86 |
| Figura 25 – Ensaio de Treton | 88 |
| Figura 26 – Verificação dimensional em bloco irregular e ensaio de carga puntiforme..... | 89 |
| Figura 27 - Curvas granulométricas dos materiais utilizados na pesquisa frente à faixas granulométricas de normas rodoviárias..... | 90 |
| Figura 28 - Curvas granulométricas das misturas propostas | 92 |
| Figura 29 – Passo na montagem do ensaio de M_R | 97 |
| Figura 30 – Preparo das amostras para determinação da sucção..... | 101 |
| Figura 31 – Determinação da umidade do papel filtro | 102 |
| Figura 32 - Curvas granulométricas do solo com (CD) e sem (SD) defloculante..... | 108 |
| Figura 33 – Ábacos com as classificações MCT e granulação grossa | 109 |
| Figura 34 – Análise difratométrica do solo | 112 |
| Figura 35 – Análise difratométrica do agregado britado em jazida | 113 |
| Figura 36 – Análise difratométrica do agregado re-britado em laboratório | 114 |
| Figura 37 - Curvas granulométricas do agregado..... | 115 |
| Figura 38 – Comparativo entre ensaios de resistência mecânica | 119 |
| Figura 39 – Curvas de compactação – Proctor Intermediário | 121 |
| Figura 40 – Curvas de compactação – Proctor Modificado | 122 |

| | |
|--|-----|
| Figura 41 – Valores de ISC no Proctor Intermediário | 123 |
| Figura 42 – Valores de ISC a energia do Proctor Modificado sem imersão..... | 124 |
| Figura 43 – Valores de ISC no Proctor Modificado com imersão..... | 125 |
| Figura 44 – Variação do módulo de resiliência com o teor de umidade pós-compactação... | 127 |
| Figura 45 – Variação da sucção com o teor de umidade – secagem e umedecimento | 128 |
| Figura 46 – Variação do módulo de resiliência com a sucção..... | 130 |
| Figura 47 – Variação do módulo de resiliência médio com o teor de umidade pré-compactação..... | 134 |
| Figura 48 – Variação da sucção com o teor de umidade pré-compactação | 135 |
| Figura 49 – Módulo de resiliência nas energias modificada e intermediária..... | 139 |
| Figura 50 – Módulo de resiliência X ISC | 140 |
| Figura 51 – Sucção nas energias intermediária e modificada..... | 141 |
| Figura 52 – Módulo de resiliência pós deformação permanente | 145 |
| Figura 53 – Módulo de resiliência X deformação permanente acumulada final | 146 |
| Figura 54 – Sucção matricial pós ensaio de M_R pós D_p | 147 |
| Figura 55 – Variação na porcentagem retida, nas misturas, pós compactação | 150 |
| Figura 56 – Variação na porcentagem retida, nas misturas, pós M_R | 152 |
| Figura 57 – Variação na porcentagem retida, nas misturas, pós M_R , pós D_p | 154 |
| Figura 58 – Variação dos M_R médios em função do teor de umidade..... | 157 |
| Figura 59 – Variação da sucção nas amostras..... | 159 |
| Figura 60 – Deformação permanente acumulada do solo..... | 163 |
| Figura 61 – Deformação permanente acumulada – Mistura 1 | 164 |
| Figura 62 – Deformação permanente acumulada – Mistura 2..... | 165 |
| Figura 63 – Deformação permanente acumulada – Mistura 3..... | 165 |
| Figura 64 – Evolução da deformação permanente nas amostras com o aumento dos ciclos. | 166 |
| Figura 65 – Relação entre as tensões σ_3 :40kPa e σ_d :40kPa/120kPa..... | 169 |
| Figura 66 – Relação entre as tensões σ_3 :80kPa e σ_d :80kPa/240kPa..... | 169 |
| Figura 67 – Relação entre as tensões σ_3 :120kPa e σ_d :240kPa/360kPa..... | 170 |
| Figura 68 – Relação entre as tensões σ_d : 240kPa e σ_3 :80kPa/120kPa | 171 |
| Figura 69 – Ocorrência do <i>Shakedown</i> na amostra de solo | 172 |
| Figura 70 – Ocorrência do <i>Shakedown</i> na mistura M1 | 173 |
| Figura 71 – Ocorrência do <i>Shakedown</i> na mistura M2..... | 174 |
| Figura 72 – Ocorrência do <i>Shakedown</i> na mistura M3..... | 175 |
| Figura 73 – Estruturas dimensionadas através do método do DNER (1981) | 178 |
| Figura 74 – Evolução do ATR com o período de projeto – estruturas dimensionadas por DNER (1981)..... | 180 |
| Figura 75 – Evolução do ATR com o período de projeto – MeDiNa (2019)..... | 184 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|---|-----|
| Tabela 1 - Principais normas relativas a solo-agregado | 55 |
| Tabela 2 - Valores de ISC, M_R e D_P encontrados na literatura para solo-agregado | 60 |
| Tabela 3 - Métodos de medida de sucção | 64 |
| Tabela 4 - Curvas de calibração dos papéis Whatman nº42 e Schleicher & Schuell nº589 | 66 |
| Tabela 5 – Classificação para compressão puntiforme de amostras secas | 89 |
| Tabela 6 - Composição das misturas propostas | 91 |
| Tabela 7 - Sequência de tensões para fase de condicionamento | 95 |
| Tabela 8 - Pares de tensões para determinação do módulo de resiliência | 96 |
| Tabela 9 - Pares de tensões para determinação da deformação permanente | 99 |
| Tabela 10 – Propriedades dos materiais empregados no dimensionamento | 104 |
| Tabela 11 – Estruturas dimensionadas no MeDiNa | 105 |
| Tabela 12 – Composição granulométrica do solo | 108 |
| Tabela 13 – Resultados análise química | 110 |
| Tabela 14 – Resultados de massa específica, absorção e porosidade do agregado | 116 |
| Tabela 15 – Resultados dos ensaios de forma e lamelaridade | 118 |
| Tabela 16 – Parâmetros de compactação na energia do Proctor Intermediário e Proctor Modificado | 120 |
| Tabela 17 – Expansão no ensaio de ISC na energia do Proctor Modificado | 125 |
| Tabela 18 – Parâmetros dos modelos $k-\sigma_3$ e $k-\sigma_d$ – secagem e umedecimento | 131 |
| Tabela 19 – Parâmetros dos modelos composto e universal – secagem e umedecimento | 131 |
| Tabela 20 – Parâmetros dos modelos Yang et al. (2005) e Liang et al. (2008) – secagem e umedecimento | 132 |
| Tabela 21 – Parâmetros dos modelos $k-\sigma_3$ e $k-\sigma_d$ – moldagem: wot-2% e wot+1% | 136 |
| Tabela 22 – Parâmetros dos modelos composto e universal – moldagem: wot-2% e wot+1% | 137 |
| Tabela 23 – Parâmetros dos modelos Yang et al. (2005) e Liang et al. (2008) – moldagem: wot-2% e wot+1% | 138 |
| Tabela 24 – Parâmetros dos modelos $k-\sigma_3$ e $k-\sigma_d$ – PM e PI | 142 |
| Tabela 25 – Parâmetros dos modelos composto e universal – PM e PI | 143 |
| Tabela 26 – Parâmetros dos modelos Yang et al. (2005) e Liang et al. (2008) – PM e PI | 144 |
| Tabela 27 – Parâmetros dos modelos composto e Liang et al. (2008) | 148 |
| Tabela 28 – Granulometria das misturas pós compactação | 151 |
| Tabela 29 – Granulometria das misturas pós M_R | 153 |
| Tabela 30 – Granulometria das misturas pós M_R , pós D_P | 155 |
| Tabela 31 – Comparação entre M_R obtido no ensaio triaxial e nos modelos matemáticos | 160 |
| Tabela 32 – Resultados do ensaio de deformação permanente | 162 |
| Tabela 33 – Variação da deformação permanente com o aumento de σ_d | 168 |
| Tabela 34 – Variação da deformação permanente com o aumento de σ_3 | 171 |
| Tabela 35 – Parâmetros do Modelo de Guimarães (2009) | 176 |
| Tabela 36 – Parâmetros do Modelo de Guimarães (2009) | 177 |

| | |
|--|-----|
| Tabela 37 – Desempenho frente ao ATR e área trincada para as estruturas dimensionadas pelo método do DNER (1981) | 179 |
| Tabela 38 – Contribuição do ATR por camada ao final do período de projeto – estruturas dimensionadas por DNER (1981) | 180 |
| Tabela 39 – Espessura das camadas nas estruturas dimensionadas pelos MeDiNa (2019)... | 181 |
| Tabela 40 – Desempenho frente ao ATR e área trincada para as estruturas dimensionadas pelo MeDiNa (2019) para N de $1,0 \times 10^6$ | 182 |
| Tabela 41 – Desempenho frente ao ATR e área trincada para as estruturas dimensionadas pelo MeDiNa (2019) para N de $2,5 \times 10^7$ | 183 |
| Tabela 42 – Contribuição do ATR por camada ao final do período de projeto – MeDiNa (2019) | 184 |

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

| | |
|-----------|---|
| AASHO | <i>American Association Of State Highway Officials</i> |
| AASHTO | <i>American Association Of Highway And Transportation Officials</i> |
| ABNT | Associação Brasileira de Normas Técnicas |
| ANTT | Agência Nacional de Transportes Terrestres |
| ASTM | <i>American Society for Testing and Materials</i> |
| ATR | Afundamento em Trilha de Roda |
| BGS | Brita Graduada Simples |
| BJ | Britado na Jazida |
| BL | Britado em Laboratório |
| CBR | <i>California Bearing Ratio</i> |
| cm | Centímetros |
| CNT | Confederação Nacional do Transporte |
| COPPE | Instituto Alberto Luiz de Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia |
| CP | Corpo de Prova |
| CTC | Capacidade de Troca Catiônica |
| DAER | Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem |
| DER | Departamento de Estradas de Rodagem |
| D_{max} | Diâmetro máximo característico |
| DNER | Departamento Nacional de Estradas de Rodagem |
| DNIT | Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes |
| D_p | Deformação Permanente |
| DRX | Difração de Raios-X |
| EMBRAPA | Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária |
| Est. | Estrutura de Pavimento |
| ETCR | Ensaio Triaxial de Cargas Repetidas |
| FWD | <i>Falling Weight Deflectometer</i> |
| HRB | <i>Highway Research Board</i> |
| Hz | Hertz |
| IBGE | Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística |
| IF | Índice de Forma |
| IG | Índice de Grupo |
| IP | Índice de Plasticidade |
| IPR | Instituto de Pesquisas Rodoviárias |
| ISC | Índice de Suporte Califórnia |
| ISRM | <i>International Rock Mechanics Society</i> |
| g | Grama |
| GC | Grau de Compactação |
| h | Hora |
| km | Quilômetros |
| kN | Quilo Newton |
| kPa | Quilo Pascal |

| | |
|-----------------|---|
| LA | Areia Laterítica |
| LA' | Solo Arenoso Laterítico |
| LG' | Solo Argiloso Laterítico |
| LL | Limite de Liquidez |
| LMMM | Laboratório de Magnetismo e Materiais Magnéticos |
| LP | Limite de Plasticidade |
| LVDT | <i>Linear Variable Differential Transformer</i> |
| M1 | Mistura 1 |
| M2 | Mistura 2 |
| M3 | Mistura 3 |
| MCT | Miniatura Compactada Tropical |
| MCV | <i>Moisture Condition Value</i> |
| MeDiNa | Método de Dimensionamento Nacional |
| mm | Milímetros |
| MPa | Mega Pascal |
| M_R | Módulo de Resiliência |
| N | Número de repetições do eixo padrão |
| NA | Areias, Siltes e Misturas de Areias e Siltes |
| NA' | Misturas de Areias com finos Não Lateríticos |
| NG' | Solo Argiloso Não Laterítico |
| NS' | Solo Siltoso Não Laterítico |
| pH | Potencial Hidrogeniônico |
| PI | Proctor Intermediário |
| PM | Proctor Modificado |
| PN | Proctor Normal |
| PR | Paraná |
| PVC | Policloreto de Vinila |
| RJ | Rio de Janeiro |
| RS | Rio Grande do Sul |
| s | Segundos |
| SLDB | Solo Laterítico Brita Descontínua |
| SP | São Paulo |
| SUCS | Sistema Unificado de Classificação de Solos |
| UFRJ | Universidade Federal do Rio de Janeiro |
| UFSM | Universidade Federal de Santa Maria |
| USACE | Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos |
| VDM | Volume Diário Médio |
| w_{ot} | Umidade ótima |
| γ_d | Peso específico aparente seco compactado |
| γ_{dmax} | Peso específico aparente seco máximo compactado |
| σ_1 | Tensão principal maior |
| σ_3 | Tensão confinante |
| σ_d | Tensão desvio |

SUMÁRIO

| | | |
|----------------|---|-----|
| 1. | INTRODUÇÃO | 23 |
| 1.1. | OBJETIVOS | 25 |
| 1.2. | ESTRUTURA DO TRABALHO | 25 |
| 2. | REVISÃO BIBLIOGRÁFICA | 26 |
| 2.1. | MECÂNICA DOS PAVIMENTOS | 26 |
| 2.2. | DEFORMAÇÃO RESILIENTE | 28 |
| 2.2.1. | Modelos de previsão do módulo de resiliência | 30 |
| 2.2.2. | Fatores que influenciam o comportamento resiliente de solos e britas | 35 |
| 2.3. | DEFORMAÇÃO PERMANENTE | 36 |
| 2.3.1. | Modelos de previsão de deformação permanente | 39 |
| 2.3.2. | Fatores que influenciam a deformação permanente de solos e britas | 44 |
| 2.4. | A TEORIA <i>SHAKEDOWN</i> | 47 |
| 2.5. | SOLO-AGREGADO | 51 |
| 2.6. | MECÂNICA DOS SOLOS NÃO SATURADOS | 61 |
| 2.6.1. | Sucção | 63 |
| 2.6.2. | Método do Papel Filtro | 65 |
| 3. | METODOLOGIA | 67 |
| 3.1. | PROGRAMA DE ATIVIDADES | 67 |
| 3.2. | DEFINIÇÃO DAS JAZIDAS E COLETA DOS MATERIAIS | 68 |
| 3.3. | ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO | 74 |
| 3.3.1. | Análise granulométrica e determinação dos limites de Atterberg | 74 |
| 3.3.2. | Classificação MCT e G-MCT | 74 |
| 3.3.3. | Análise química | 76 |
| 3.3.4. | Análise mineralógica | 77 |
| 3.4. | CARACTERIZAÇÃO DO AGREGADO | 78 |
| 3.4.1. | Análise granulométrica | 78 |
| 3.4.2. | Massa específica e absorção nos agregados graúdos e miúdos | 79 |
| 3.4.3. | Equivalente de areia | 81 |
| 3.4.4. | Índice de forma e lamelaridade | 83 |
| 3.4.5. | Resistência mecânica | 85 |
| 3.5. | CARACTERIZAÇÃO DAS MISTURAS | 90 |
| 3.6. | ENSAIO DE COMPACTAÇÃO | 93 |
| 3.7. | ENSAIOS DE DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA COM MEDIDA DE EXPANSÃO | 93 |
| 3.8. | ENSAIO DE MÓDULO DE RESILIENCIA | 94 |
| 3.9. | ENSAIO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE | 98 |
| 3.10. | DETERMINAÇÃO DA SUCCÃO | 99 |
| 3.11. | ÍNDICE DE DEGRADAÇÃO APÓS COMPACTAÇÃO PROCTOR - IDP | 102 |
| 3.12. | ANÁLISE MECANICISTA | 103 |
| 3.12.1. | Dimensionamento pelo método do DNER (1981) | 104 |
| 3.12.2. | Dimensionamento segundo MeDiNa (2019) | 105 |

| | | |
|-----------|---|------------|
| 3.13. | COMENTÁRIO FINAL | 106 |
| 4. | RESULTADOS E DISCUSSÕES..... | 107 |
| 4.1. | CARACTERIZAÇÃO DO SOLO | 107 |
| 4.1.1. | Caracterização física..... | 107 |
| 4.1.2. | Caracterização química..... | 110 |
| 4.1.3. | Mineralogia..... | 111 |
| 4.2. | ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO AGREGADO..... | 114 |
| 4.2.1. | Caracterização física..... | 115 |
| 4.2.2. | Índice de forma e lamelaridade | 117 |
| 4.2.3. | Ensaio de resistência mecânica | 119 |
| 4.3. | ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO, ISC E EXPANSÃO..... | 120 |
| 4.4. | MÓDULO DE RESILIÊNCIA | 126 |
| 4.4.1. | Influência da variação de umidade pós compactação no M_R | 126 |
| 4.4.2. | Influência da variação de umidade e energia da compactação no M_R | 133 |
| 4.4.3. | Influência na redução da energia de compactação (PM para PI) no M_R | 139 |
| 4.4.4. | Influência da Deformação Permanente no M_R | 145 |
| 4.4.5. | Avaliação da degradação pós M_R | 150 |
| 4.4.6. | Comentários sobre o M_R | 157 |
| 4.5. | DEFORMAÇÃO PERMANENTE..... | 161 |
| 4.5.1. | Deformação permanente total | 162 |
| 4.5.2. | Influência das tensões desvio e confinante da deformação permanente | 167 |
| 4.5.3. | Pesquisa de ocorrência de <i>Shakedown</i> e parâmetros de Guimarães (2009) | 172 |
| 4.6. | ANÁLISE MECANICISTA | 178 |
| 5. | CONSIDERAÇÕES FINAIS | 186 |
| 5.1. | CONCLUSÕES | 186 |
| 5.1.1. | Caracterização Solo | 186 |
| 5.1.2. | Caracterização do Agregado..... | 187 |
| 5.1.3. | Compactação, Índice de Suporte Califórnia e Expansão | 188 |
| 5.1.4. | Módulo de Resiliência..... | 189 |
| 5.1.5. | Deformação Permanente | 190 |
| 5.1.6. | Efeitos da Sucção | 191 |
| 5.1.7. | Análise Mecanicista | 191 |
| 5.2. | SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS | 192 |
| | REFERENCIAS | 194 |
| | APÊNDICE 1 – Gráficos para a classificação MCT do solo..... | 202 |
| | APÊNDICE 2 – Solo | 204 |
| | APÊNDICE 3 – Mistura M1 | 208 |
| | APÊNDICE 4 – Mistura M2 | 213 |
| | APÊNDICE 5 – Mistura M3 | 218 |
| | APÊNDICE 6 – Deformação permanente | 223 |
| | ANEXO 1 – Laudo da análise química do solo | 229 |

1. INTRODUÇÃO

O pavimento é caracterizado na literatura como um sistema de múltiplas camadas elásticas, constituído de materiais diferentes e que por sua vez desempenham funções específicas, conforme a estratigrafia da estrutura. Alguns fatores influenciam diretamente o desempenho do pavimento, como o volume de veículos pesados, a magnitude das cargas, a pressão exercida pelos pneus, a tipologia dos materiais empregados nas camadas e os efeitos climáticos, principalmente as variações de temperatura e umidade.

As ações das cargas do tráfego sobre o pavimento geram deformações de dois tipos: as de caráter permanente e as recuperáveis. As deformações permanentes são aquelas que se mantêm mesmo após o efeito da atuação da carga cessar, resultando nos afundamentos gerados nas trilhas de rodas (ATR), de natureza plástica. Já as deformações recuperáveis são representadas pelo comportamento elástico da estrutura, deixando de existir logo após a retirada da carga, sendo responsável pelo fenômeno da fadiga dos revestimentos.

Há, portanto, a necessidade de melhorar, por meio de ensaios mais apropriados, o conhecimento dos materiais que serão utilizados na construção das rodovias. Para os materiais geotécnicos, os ensaios triaxiais de carga repetida permitem uma melhor estimativa do comportamento dos pavimentos em relação à deformabilidade elástica e plástica e fazem parte do novo método mecanístico-empírico, de dimensionamento de pavimentos asfálticos, do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), denominado MeDiNa, que se encontra em fase de implementação, substituindo o método empírico desenvolvido pelo Engenheiro Murilo Lopes de Souza, baseado no Índice de Suporte Califórnia (ISC).

Atualmente os pavimentos são dimensionados com base no critério do Índice de Suporte, onde materiais de baixa capacidade de suporte, em especial os solos, tem seu uso condenado para camadas mais nobres do pavimento, sendo então substituídos por materiais de empréstimos, normalmente agregados pétreos, capazes de atender as exigências mínimas de suporte mecânico, previstas em projeto. No entanto esses materiais mais nobres acabam por onerar as obras, devido ao custo elevado de extração e produção, além do deslocamento. Com isso, torna-se pertinente o estudo de técnicas e metodologias de melhoramento de solos associados a utilização, em menor quantidade, de agregado pétreo, de forma a obter índices de suporte mínimos e propriedades resilientes e deformacionais satisfatórias, viabilizando o emprego de materiais locais.

Nesse contexto, essa pesquisa tem por objetivo avaliar o comportamento mecânico, de materiais de empréstimo utilizados comumente em obras de pavimentação da região sul do Rio

Grande do Sul, através de ensaios ISC e de deformabilidade plástica e elástica, visando seu potencial emprego em camadas de base e sub-base de rodovias locais. Além de verificar o desempenho individual dos materiais, serão propostas misturas entre solo e agregado, de modo a mensurar o desempenho mecânico e deformacional em função do acréscimo variacional de agregado britado ao solo.

Serão realizadas três misturas, dosadas por fracionamento do agregado britado, onde uma delas representará a curva média enquadrada na faixa C das normas DNER-ES 303/97 e DNIT 141/10 ES (base estabilizada granulometricamente), a segunda mistura será composta por uma quantidade elevada de finos, fazendo com que os agregados flutuem na massa de solo, não permitindo o embricamento dos mesmos e a terceira mistura será composta principalmente com agregados, com um baixo percentual de solo, distribuídos de forma que o conjunto possua uma quantidade elevada de vazios, porém com intertravamento.

Os materiais utilizados na pesquisa pertencem ao contexto geológico do Escudo Sul-Riograndense, especificamente na porção sudeste do domínio leste do Cinturão de Dom Feliciano, denominado Granito Capão do Leão. O agregado foi obtido a partir da detonação e britagem primária do maciço rochoso aflorante, composto predominantemente por sienogranitos. O solo, também denominado saibro, é um material de alteração (saprolítico), fruto do processo e intemperização das rochas graníticas, constituindo o horizonte C do perfil geológico local. Ambos os materiais são oriundos de jazidas localizadas no interior do município do Capão do Leão/RS denominadas Saibreira Barcellos 1 e 2 respectivamente.

Cabe salientar que a extração destes materiais originou-se devido a necessidade de solos com elevados índices de suporte, de modo a atender as especificações para emprego em camadas de pavimentação e de aterros de obras de grande porte na região sul do RS. No entanto nestes editais eram solicitados apenas solos, com isso iniciou-se o processo de adição de agregado ao solo, onde a cada percentual adicionado avaliava-se a resposta em capacidade de suporte (ISC). Por fim, a Saibreira Barcellos 1 chegou a um percentual de 50% de cada material, que possibilitava o atendimento das especificações contidas nos projetos das referidas obras.

Outra motivação está também na dificuldade e demora para licenciamento de novas jazidas de saibro, como trata-se de um material de alteração pouco profundo, o volume obtido em cada jazida era relativamente baixo, com isso buscou-se explorar também o leito de rocha, de modo a potencializar a utilização da jazida, além de possibilitar a obtenção de um material que atendesse também as especificações apresentadas em editais de obras de pavimentação de prefeituras locais, com base no critério de ISC.

1.1. OBJETIVOS

O objetivo geral deste trabalho é avaliar as propriedades e fatores que podem vir a afetar o comportamento resiliente e a deformação permanente de misturas de solo e agregado.

Os objetivos específicos são:

- Caracterizar física e mecanicamente os materiais empregados na pesquisa;
- Avaliar o comportamento resiliente e a deformação permanente do solo e das misturas com agregado;
- Verificar a ocorrência do acomodamento das deformações permanentes (*shakedown*) do solo e das misturas em estudo;
- Analisar a influência da variação da umidade nas características de desempenho mecânico e deformabilidade elástica do solo e das misturas propostas.

1.2. ESTRUTURA DO TRABALHO

A dissertação está estruturada em cinco capítulos.

- Capítulo 1: apresenta a introdução, que faz breve contextualização sobre os assuntos que são abordados na pesquisa, compreendendo também os objetivos geral e específicos e a estruturação do trabalho;
- Capítulo 2: contém a revisão de literatura, abordando os principais temas em estudo: a mecânica dos pavimentos, as deformações elásticas e plásticas no pavimento, bem como os fatores que influenciam seu comportamento, a contextualização sobre misturas de solo-agregado, as principais normas e estudos sobre a temática e por fim o comportamento de solos e agregados não saturados, relacionado à sucção com parâmetros de resistência e deformabilidade;
- Capítulo 3: apresenta a metodologia utilizada no estudo, com o planejamento da pesquisa, os materiais empregados e os ensaios realizados na caracterização física, mecânica e deformacional dos materiais bem como as misturas.
- Capítulo 4: mostra os resultados obtidos, a discussão dos mesmos e comparação com outras pesquisas, focando principalmente nas propriedades dos materiais utilizados e em seu desempenho em ensaios mecânicos e deformacionais considerando a constituição das misturas e a influência na variação de umidade.
- Capítulo 5: exhibe as considerações e sugestões para pesquisas futuras.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A revisão de literatura é organizada da seguinte forma: inicialmente, é feita a conceituação de pavimento, conforme abordagem da Mecânica dos Pavimentos, na sequência são apresentados conceitos sobre deformabilidade de solos e materiais granulares, diferenciando a deformação elástica (resiliente) da deformação plástica (permanente), bem como os fatores que influenciam no comportamento dos materiais face às solicitações do tráfego, segundo modelos de previsão apresentados na literatura. Também será discorrido sobre o acomodamento dos materiais diante das solicitações, com base na Teoria do *Shakedown*.

Serão abordados, também, aspectos referentes às propriedades dos solos e materiais não saturados, com base na sucção. Por fim será feita uma abordagem geral sobre a proposta deste trabalho que são as misturas de solo-agregado, onde são apresentados conceitos e estudos já realizados, bem como fatores que influenciam seu desempenho quando empregado em estruturas de pavimento.

2.1. MECÂNICA DOS PAVIMENTOS

O pavimento é considerado como um sistema de múltiplas camadas elásticas, que deve ser dimensionado de forma que a repetição dos esforços não cause, a curto prazo, a ruptura por fadiga dos materiais constituintes. Tendo em vista que cada camada é constituída por um material diferente, o pavimento é responsável por desempenhar uma função específica onde materiais com maior resistência são convencionalmente situados próximo à superfície, distribuindo os esforços oriundos do tráfego de maneira uniforme a fim de que se tenha uma diminuição das tensões e deformações nas camadas subsequentes.

Ao receber as solicitações do tráfego, o pavimento sofre uma deformação específica total (ε_{tot}), composta pela soma de três parcelas: a deformação específica resiliente (ε_r), a deformação específica permanente (ε_p) e a deformação viscoelástica (ε_{ve}), conforme apresentado na Equação 1. A deformação viscoelástica ocorre em misturas asfálticas, com isso não será objeto de estudo neste trabalho.

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_r + \varepsilon_p + \varepsilon_{ve} \quad (1)$$

A capacidade de suporte de um pavimento depende das características de resistência de suas camadas, seja dos materiais utilizados no revestimento, nas camadas subsequentes e no subleito, para que estes possam se manter coesos frente às repetidas solicitações do tráfego, conforme ocorram variações no teor de umidade ao longo do tempo, frente aos períodos de chuva e seca (PERAÇA, 2007).

Contudo, o projeto de um pavimento destina-se a encontrar a mais econômica combinação de espessura de camadas e tipos de materiais para compor a estrutura, levando em consideração as propriedades do solo do subleito e o tráfego previsto para atuar durante a vida de serviço. De acordo com Werkmeister et al. (2001) um pré-requisito para o sucesso de uma análise de um pavimento é a caracterização comportamental das deformações resilientes e permanentes dos materiais constituintes das camadas de base e sub-base.

O dimensionamento de um pavimento deve garantir que o mesmo não venha a sofrer ruptura estrutural dentro de um período determinado de projeto. Pouco se pode afirmar sobre a condição funcional futura do pavimento após vários ciclos de vida, apesar da existência de modelos de previsão de irregularidade e de trincamento que vêm sendo desenvolvidos nos últimos tempos, visto que demandam muitos anos de persistentes acompanhamentos de trechos e receptivos tráfegos (FRANCO, 2007). Dentre os métodos de projeto de pavimentos asfálticos, Huang (2003) descreve cinco categorias: métodos empíricos, com ou sem ensaios de resistência do solo; métodos que limitam a ruptura por cisalhamento; métodos que limitam a ruptura pela deformação vertical; métodos baseados no desempenho de pavimentos em pistas experimentais; e os métodos mecanísticos-empíricos.

Os métodos mecanístico-empíricos consideram a deformabilidade elástica do pavimento, permitindo a análise da vida de fadiga do revestimento e a consideração do Afundamento de Trilha de Roda (ATR), fatores determinantes para o bom desempenho das estruturas, especialmente em países de clima tropical. Com isso é possível uma utilização mais racional dos materiais que comporão a estrutura do pavimento, em relação aos métodos que se baseiam unicamente em parâmetros empíricos (FERREIRA, 2008).

No Brasil, o método de dimensionamento vigente é o do DNER, proposto pelo Engenheiro Murilo Lopes de Souza, na década de 1960, a partir de uma adaptação do método desenvolvido pelo Corpo de Engenheiros do Exército Americano (USACE), considerando o conceito de coeficiente de equivalência estrutural estabelecido na pista experimental da *American Association of State Highway Officials* (AASHO). Trata-se de um método empírico ou semi-empírico, onde o dimensionamento tem como propósito principal a proteção do

subleito contra a ruptura, não levando em consideração as propriedades de deformabilidade dos materiais constituintes, bem como fatores climáticos e a variação do tráfego.

No entanto, observou-se ao longo do tempo que as estruturas de pavimentos não estavam atingindo o tempo de projeto previsto, apresentando uma precoce deterioração tanto do revestimento quanto das demais camadas. Com isso, Franco (2007) propôs um método de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos, que utilizava modelos de previsão para estimar danos de fadiga, deformação permanente e deformação máxima admissível no topo do subleito. O programa computacional para aplicação do método denomina-se SisPav, que desde a época até então passou por diversas atualizações, como a adoção do modelo de Guimarães (2009) na previsão de deformação permanente e da função transferência para previsão da área trincada em revestimentos asfálticos, proposta por Fritzen (2016). Atualmente o método denomina-se Método de Dimensionamento Nacional – MeDiNa.

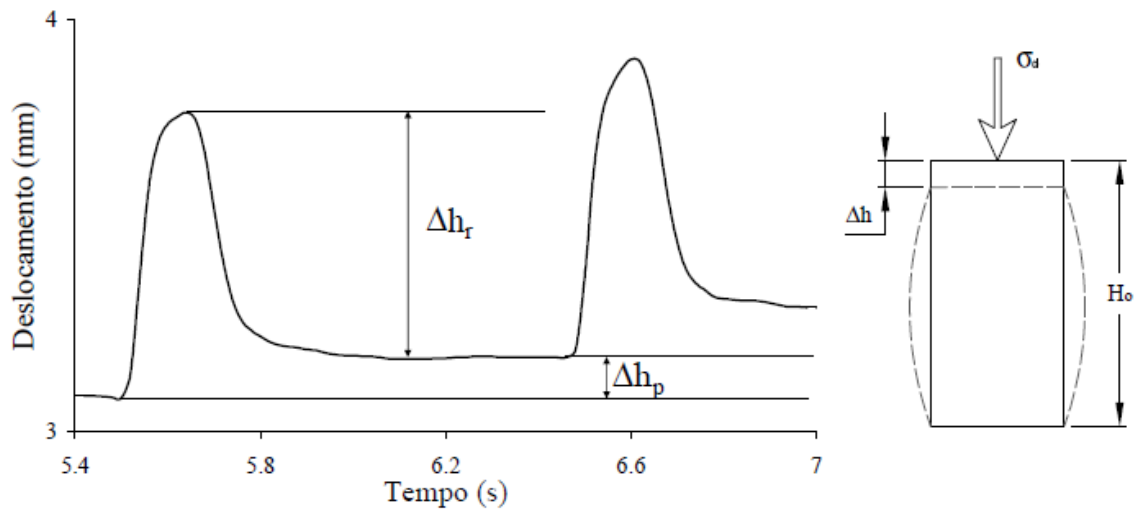
No MeDiNa a estrutura do pavimento é dimensionada a partir dos esforços aos quais o mesmo está sujeito, considerando o módulo de resiliência e coeficiente de Poisson, para interpretar a rigidez das camadas, além dos coeficientes para modelagem matemática dos parâmetros de danificação: fadiga para revestimentos asfálticos e deformação permanente para as camadas granulares e solos (FRANCO e MOTTA, 2018).

2.2. DEFORMAÇÃO RESILIENTE

O primeiro estudo sistemático sobre a deformabilidade do pavimento foi realizado por Francis Hveem, no ano 1955, onde foi observado que o trincamento progressivo dos revestimentos asfálticos era devido à deformação resiliente das camadas subjacentes, em especial o subleito. O ensaio triaxial de cargas repetidas foi introduzido nos estudos de pavimentação em 1959, na Universidade da Califórnia, e empregado na investigação da deformabilidade do solo do subleito da pista experimental da AASHO. No Brasil os estudos começaram no ano de 1977, com a implantação do equipamento triaxial na COPPE/UFRJ, onde foram desenvolvidos ensaios com amostras de solo (MEDINA e MOTTA, 2015).

O comportamento da relação tensão-deformação, nos solos e materiais granulares é expresso por duas parcelas principais: a parcela relativa à deformação elástica ou resiliente (Δh_r), que cessa quando a estrutura é descarregada; e a parcela plástica, que dá origem às deformações permanentes, não recuperáveis com a retirada do carregamento (Figura 1). A quantificação da deformação elástica dos materiais é realizada através do seu módulo de resiliência (M_R).

Figura 1 - Resposta típica do corpo de prova no ensaio triaxial de carregamento repetido



Fonte: Malysz (2009).

O módulo de resiliência é definido basicamente como a razão entre a tensão máxima de desvio (σ_d) aplicada no topo de uma amostra de solo ou material granular e a deformação elástica recuperável (Δh_r), conforme apresentado na Equação 2. Esse parâmetro avalia a solicitação dinâmica no pavimento que está sujeito a ação de cargas de diferentes intensidades e frequências variáveis durante sua vida de serviço.

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (2)$$

Onde:

M_R – Módulo de Resiliência (MPa);

σ_d ($\sigma_1 - \sigma_3$) – Tensão desvio aplicada repetidamente (MPa);

σ_1 – Tensão principal maior;

σ_3 – Tensão principal menor ou tensão de confinamento;

$\varepsilon_r = \frac{\Delta h_r}{H_0}$ – Deformação específica axial resiliente (mm/mm);

δ_h – Deslocamento resiliente registrado;

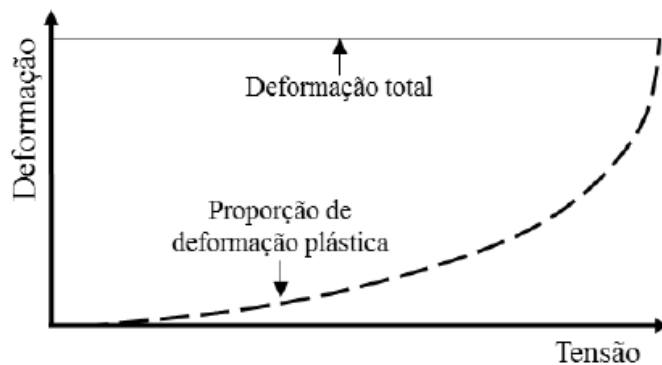
H_0 – Altura inicial do corpo de prova, medida através do LVDT (mm).

De acordo com Hicks e Monismith (1971) e Uzan (1985), o módulo de resiliência apresenta um comportamento não linear com a variação do estado de tensões atuantes no solo, podendo-se atribuir várias causas para as mudanças do estado de tensão, tais como: os

carregamentos externos, alterações das espessuras das seções transversais das camadas e diferenças do peso específico dos materiais das camadas do pavimento. Com isso foram criados diversos modelos que expressam o M_R em função das tensões aplicadas aos materiais, como a tensão desvio (σ_d) e a tensão confinante (σ_3).

Perante a aplicação de baixos níveis de tensões, as deformações são majoritariamente elásticas, mas quando os níveis de tensões aumentam, a proporção de deformação residual (permanente) também cresce até atingir a deformação final ou entrar em colapso (Figura 2). É o comportamento típico de materiais granulares que, mesmo em baixos estados de tensão, possuem comportamento elastoplástico não-linear. Além disso, vale ressaltar que esse comportamento não suporta tensões de tração (HUURMAN, 1997).

Figura 2 - Relação deformação plástica e total



Fonte: Delongui (2016)

O ensaio de determinação do módulo de resiliência, em laboratório, é regido pela norma DNIT 134/2018-ME, onde são apresentadas considerações sobre o tipo de amostra que pode ser ensaiado, o procedimento de preparo e moldagem dos corpos de prova e os estágios de condicionamento e de ensaio. Em campo o M_R é determinado através da retroanálise de bacias deflectométricas.

2.2.1. Modelos de previsão do módulo de resiliência

O módulo de resiliência é um parâmetro que não pode ser estimado apenas com um único valor, tendo em vista que uma série de fatores pode vir a influenciar seu comportamento. Com isso foram desenvolvidos diversos modelos de previsão de desempenho para o M_R ,

levando em consideração os principais fatores que podem interferir em sua magnitude, destacando-se a condição de carregamento e estado de tensões, a natureza dos materiais constituintes e sua estrutura, o estado físico devido ao teor de umidade e massa específica.

Dentre os modelos que são utilizados para prever o comportamento do M_R , segundo Takeda (2006), destacam-se o modelo potencial em função da tensão confinante, utilizado para solos granulares, da tensão desvio, utilizado para solos coesivos, o modelo potencial em função do primeiro invariante de tensões para solos granulares, além dos modelos vinculados a parâmetros relacionados a natureza e estado do material. Na sequência serão apresentados os modelos mais utilizados na previsão do comportamento destes quando empregados em estruturas de pavimentação.

O primeiro modelo, conhecido como $k-\sigma_3$ foi proposto por Hicks (1970) e geralmente é utilizado para previsão do comportamento resiliente de materiais granulares, em função da tensão confinante. O segundo modelo, proposto por Svenson (1980) é utilizado para previsão do comportamento de materiais coesivos, pois leva em consideração a tensão desvio, é conhecido como modelo $k-\sigma_d$. Os modelos são representados pela Equação 3 e pela Equação 4 respectivamente.

$$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \quad (3)$$

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

Onde:

M_R : módulo de resiliência;

σ_3 : tensão confinante;

σ_d : tensão desviadora;

k_1 e k_2 : parâmetros do modelo.

Para solos arenosos ou granulares, o módulo depende principalmente da tensão confinante, ou da soma das tensões principais ($\Theta = \sigma_1 + 2\sigma_3$). Allen e Thompson (1974) propuseram o modelo representado pela Equação 5, que é conhecido como modelo $k-\Theta$.

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

Onde:

M_R : módulo de resiliência;

$\theta = \sigma_d + 3\sigma_3$: primeiro invariante de tensões;

k_1 e k_2 : parâmetros do modelo.

Outro modelo bastante utilizado para solos granulares foi proposto por Seed et al. (1967) e é conhecido como modelo $M_R - \frac{\theta}{P_{atm}}$, que relaciona o módulo com o invariante de tensões e a pressão atmosférica, conforme Equação 6.

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

Onde:

M_R : módulo de resiliência;

$\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_1 + 2\sigma_3 = \sigma_d + 3\sigma_3$: primeiro invariante de tensões;

σ_1 : tensão principal maior;

σ_2 : tensão principal intermediária;

σ_3 : tensão principal menor;

P_a : pressão atmosférica (101,4kPa);

k_1 e k_2 : parâmetros do modelo.

Já Pezo (1993) propôs a determinação do M_R através de um modelo que utiliza as tensões desvio e confinante para representar o comportamento de materiais granulares, Equação 7. O modelo foi testado pelo autor em rodovias do estado do Texas (EUA).

$$M_R = k_1 (\sigma_3)^{k_2} (\sigma_d)^{k_3} \quad (7)$$

Onde:

M_R : módulo de resiliência;

σ_3 : tensão confinante;

σ_d : tensão desvio;

k_1 , k_2 e k_3 : parâmetros do modelo.

E por sua vez, Macedo (1996) propôs a utilização deste último modelo no Brasil, para obtenção do módulo de resiliência para qualquer tipo de material, tendo em vista que o mesmo considera a influência conjunta das tensões confinante e desvio. O autor destaca ainda que muitas vezes não é recomendável que se determine o M_R em função apenas de uma das tensões aplicadas no corpo de prova. Esse modelo ficou conhecido como modelo composto, não necessitando de uma definição prévia do comportamento resiliente do material.

Os métodos de dimensionamento da *American Association of State Highway and Transportation* - AASHTO (2004; 2008) recomendam a determinação do M_R através da Equação 8, com a utilização cinco parâmetros. Cabe destacar que este modelo é comumente utilizado no mundo para cálculo do M_R .

$$M_R = k_1 P_a \left(\frac{\theta}{P_a} \right)^{k_2} \left(1 + \frac{\tau_{oct}}{P_a} \right)^{k_3} \quad (8)$$

Onde:

M_R : módulo de resiliência;

$\theta = \sigma_d + 3\sigma_3$: primeiro invariante de tensões;

P_a : pressão atmosférica (101,4kPa);

$\tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}$: tensão octaédrica;

k_1, k_2 e k_3 : parâmetros do modelo.

Outro fator que apresenta grande influência no comportamento resiliente de solos e materiais granulares é o teor de umidade. Segundo Werk (2000), o módulo de resiliência é mais impactado pelo teor de umidade em agregados bem graduados com presença maior de finos, devido a permanência da água no interior dos poros. No caso de materiais uniformes, a perda de água é mais rápida, não apresentando excesso de poropressão.

A influência da variação da umidade e sucção no comportamento resiliente de solos foi verificado por diversos autores, entre eles: Rodrigues (1997), Núñez (1997), Werk (2000), Takeda (2006), Peraça (2007), Santos (2020), onde um incremento no teor de umidade resultou na redução da sucção e por consequência no M_R .

Fredlund et al. (1975) apud Ceratti et al. (1996) definiram uma relação entre o módulo de resiliência e a sucção, através da execução de ensaios triaxiais de carga repetida e fazendo

uso da curva característica. O M_R é uma função de três variáveis, conforme apresentado na Equação 9.

$$M_R = f((\sigma_3 - u_a)(\sigma_1 - \sigma_3)(u_a - u_w)) \quad (9)$$

Onde:

M_R : módulo de resiliência;

$\sigma_3 - u_a$: tensão de confinamento;

$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_d$: tensão desvio;

$u_a - u_w$: sucção mátrica.

Um modelo baseado no conceito de tensões efetivas, incorporando a sucção mátrica, foi proposto por Yang et al. (2005), onde o grau de saturação do solo, definido como parâmetro (χ) podendo variar de zero, para solos secos, a um, para solos saturado. A Equação 10 apresenta o modelo proposto que relaciona basicamente o M_R e a sucção.

$$M_R = k_1(\sigma_d + \chi \cdot \psi_m)^{k_2} \quad (10)$$

Onde:

M_R : módulo de resiliência;

σ_d : tensão desvio;

χ : parâmetro relacionado ao grau de saturação (0 a 1);

ψ_m : sucção mátrica;

k_1 e k_2 : parâmetros do modelo.

Liang et al. (2008) propuseram um modelo para previsão do efeito da variação da umidade no módulo de resiliência, usando o conceito de tensão efetiva e assumindo a poropressão de ar igual a zero, conforme apresentado na Equação 11.

$$M_R = k_1 \cdot P_a \left(\frac{\theta + \chi_w \psi_w}{P_a} \right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1 \right)^{k_3} \quad (11)$$

Onde:

M_R : módulo de resiliência;

P_a : pressão atmosférica (101,4kPa);

$\theta = \sigma_d + 3\sigma_3$: primeiro invariante de tensões;

χ_w : parâmetro relacionado ao grau de saturação do material (0 a 1);

ψ_w : sucção mátrica;

τ_{oct} : tensão octaédrica;

k_1, k_2 e k_3 : parâmetros do modelo.

2.2.2. Fatores que influenciam o comportamento resiliente de solos e britas

Os principais fatores que afetam o comportamento resiliente de solos e materiais granulares são objeto de estudo de muitas pesquisas nacionais e internacionais, dentre eles cabe destacar o estudo de Rodrigues (1997), que comenta sobre as propriedades que influenciam o desempenho de solos, com base nos estudos de Preussler (1978), Medina e Preussler (1980), Li e Seling (1994), como a natureza do solo, estado de tensões, massa específica aparente seca e umidade de compactação, grau de saturação, método de compactação, entre outros.

A resposta resiliente nos agregados é afetada, segundo Lekarp et al. (2000a), pelos seguintes fatores: estado de tensões, peso específico aparente seco, granulometria relacionada ao teor de finos e tamanho máximo de grãos, teor de umidade, histórico de tensões e número de ciclos de carga, tipo de agregado e formato da partícula, e duração, frequência e sequência da carga. Yoder e Witczack (1975) citam que, para materiais granulares, o módulo depende do estado de tensões imposto e eleva-se de acordo com o aumento do grau de angularidade das partículas, o acréscimo da densidade e a diminuição do grau de saturação relacionados principalmente a granulometria do material.

Com relação ao estado de tensões, Huang (2003) comenta que, para os solos finos, o módulo de resiliência diminui com o aumento da tensão desvio. Já os solos granulares apresentam ganho substancial de M_R com o acréscimo da tensão confinante, neste caso a tensão desvio não apresenta grande influência, desde que não provoque excessivas deformações plásticas no material. Em seu estudo, Preussler (1978) observou que solos não coesivos sofrem grandes deformações permanentes no início do carregamento cíclico. A medida em que ocorre a repetição do carregamento, ao final de cada ciclo de carga, o material torna-se menos deformável e as deformações permanentes diminuem até tornarem-se quase nulas.

O teor de umidade e o grau de saturação são fatores importantes no M_R , onde para baixos teores de umidade a sucção pode aumentar a coesão aparente entre as partículas, resultando em um aumento do M_R . Por outro lado, para valores elevados de umidade, a poropressão pode reduzir a tensão efetiva, com a consequente redução do módulo. Os finos, ainda, podem promover um efeito de lubrificação, mesmo sem o efeito da poropressão, afetando de maneira negativa o módulo. Segundo Lekarp et al. (2000a), a resposta resiliente de material granular seco e parcialmente saturado são similares, porém materiais granulares bem graduados completamente saturados tendem a desenvolver excesso de poropressão, reduzindo o valor de módulo de resiliência.

O tipo de agregado e sua forma estão diretamente relacionados com absorção e distribuição do carregamento oriundo do tráfego para a camada granular, tendo em vista que agregados maiores tem como característica suportar e distribuir melhor o carregamento. Agregados britados que apresentam formato angular e subangular possibilitam uma melhor distribuição das cargas, apresentando maiores valores de módulo quando comparados a materiais arredondados.

2.3. DEFORMAÇÃO PERMANENTE

A deformação permanente trata-se de uma deformação irreversível que ocorre no pavimento em função das solicitações impostas ao mesmo durante sua vida de serviço. De acordo com Balbo (2007), solos, misturas estabilizadas granulometricamente, pedras britadas e pedregulhos apresentam uma componente de deformação residual a cada aplicação de carga, onde o acúmulo destas resultará na perda de qualidade do pavimento em relação ao rolamento.

De acordo com Yoder e Witczak (1975), a deformação permanente é a combinação de dois diferentes mecanismos: densificação (redução do volume) e deformações cisalhantes repetidas. Apesar da deformação permanente ser apenas uma parcela da deformação total resultante da aplicação de um ciclo de carga, a repetição de carga pode levar ao acúmulo de um grande número destas pequenas deformações plásticas até que o pavimento tenha uma eventual ruptura resultante de afundamentos de trilha de roda excessivos (LEKARP et al., 2000b).

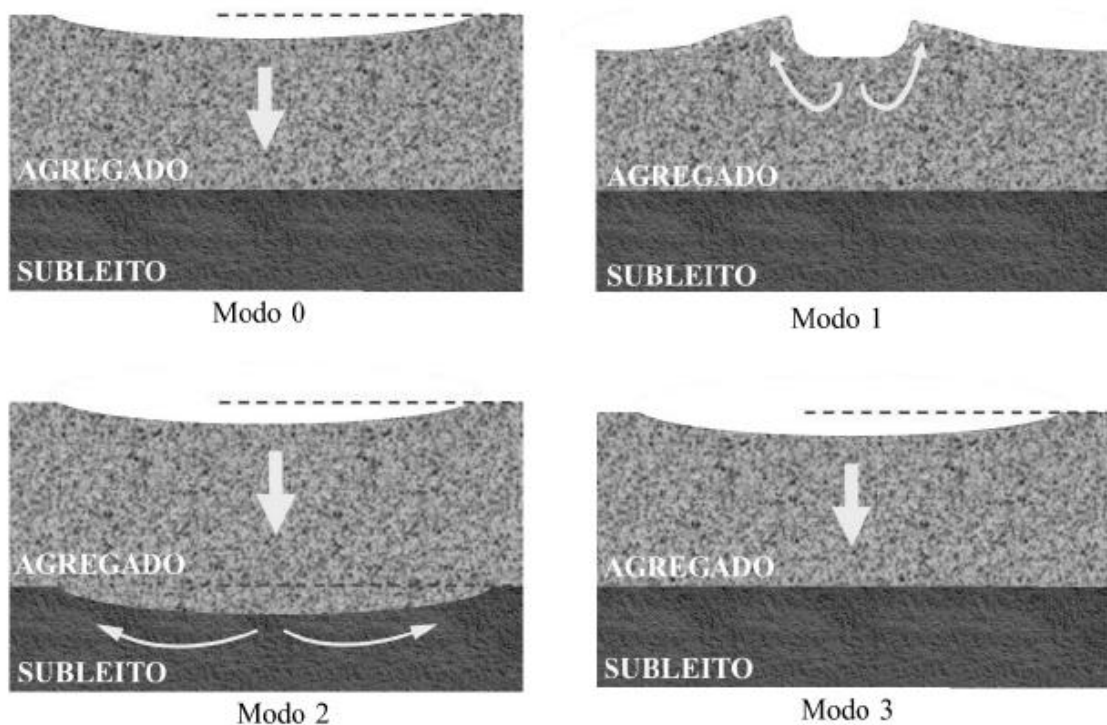
O resultado da deformação permanente é um comportamento plástico, ou seja, quando a camada do pavimento sofre ação da carga pelo tráfego de veículo, há uma parcela da deformação total que não volta ao seu estado original, acarretando no acúmulo de pequenas quantidades de deformação não recuperáveis ao longo da vida de serviço do pavimento. Essas

deformações podem levar a ruptura do pavimento através de defeitos caracterizados como a fluência plástica ou ruptura por cisalhamento e os afundamentos de trilha de roda (ATR).

O afundamento de trilha de roda trata-se de um defeito no pavimento que pode comprometer a segurança, conforto e trafegabilidade dos usuários. Tal defeito impede o escoamento da água, em períodos chuvosos, o que pode levar a condição de aquaplanagem na pista, além de que o acúmulo de água associado aos trincamentos, ocasionados por deformações elásticas, acabam por permitir a percolação de água nas camadas subsequentes do pavimento, alterando as propriedades dos materiais constituintes, levando a estrutura como um todo a ruína.

A deformação permanente em pavimentos pode ser classificada em quatro modos principais, levando em consideração o afundamento de trilha de roda, designados como modos 0, 1, 2 e 3, conforme apresentado na Figura 3.

Figura 3 - Afundamentos de trilha de roda segundo os modos 0, 1, 2 e 3.



Fonte: Delongui (2016).

O modo 0 é caracterizado pela densificação da camada de base granular após a compactação da estrutura do pavimento com a passagem do tráfego, ocasionando uma redução volumétrica na camada que, eventualmente, poderá melhorar sua condição estrutural devido ao aumento da densidade e rigidez. Neste tipo de afundamento não há grandes deformações e uma

boa compactação durante a construção pode minimizar a ocorrência deste defeito. O local afetado situa-se normalmente próximo à roda, onde é observado uma depressão bem pequena em relação à superfície original.

O modo 1 ocorre partir dos esforços cisalhantes desenvolvidos na camada granular de base, quando o material não apresenta resistência mecânica suficiente. Como solução tem-se a redução das tensões atuantes na camada, através da adição de camadas superiores ou a melhora do tipo de material empregado na referida camada.

O modo 2 é devido aos esforços cisalhantes como ocorre no modo 1, porém englobando agora toda a estrutura do pavimento, ou seja, todas as camadas, inclusive o subleito, ocorrendo-se assim um afundamento de toda a estrutura do pavimento. Caso somente o subleito sofra deformação plástica, as camadas acima afundarão também, porém em menores proporções.

O modo 3 pode ser consequência de algum dano devido às propriedades do agregado graúdo como atrito e abrasão, porém esse tipo de afundamento só pode ser verificado por abertura de trincheira no local onde foi detectado o defeito, tendo em vista que sua gênese é muito parecida com o modo 0.

De acordo com Motta (1991), na fase de projeto, a deformação permanente pode ser minimizada de duas maneiras: limitando-se a tensão vertical máxima atuante no subleito, considerado a camada de menor resistência ao cisalhamento, o que evitaria a sua ruptura e, limitar a deformação resultante, oriunda das deformações parciais de cada camada, de maneira que essa deformação total esteja dentro dos limites aceitáveis de afundamento de trilha de roda.

A previsão do desenvolvimento do ATR na fase de projeto é a parte mais complexa, tendo em vista que até a presente data são utilizadas correlações campo-laboratórios a fim de descrever o possível comportamento do revestimento face às solicitações. No caso da medição em campo, o processo é mais simples, tendo em vista que são realizadas medidas diretas com o aporte de normas para tal procedimento, com a utilização do equipamento treliça de alumínio e também a utilização de perfilômetros a laser.

Durante a vida de serviço, após repetidas solicitações das cargas, surgem defeitos estruturais, causados por deformações permanentes e elásticas, no entanto, se o pavimento tiver sido bem dimensionado e os materiais selecionados de forma adequada, bem como uma execução criteriosa, estes defeitos tendem a ser minimizados, atendendo assim a vida de projeto estipulada para a estrutura e reduzindo ao máximo grandes intervenções durante esse período.

2.3.1. Modelos de previsão de deformação permanente

O comportamento quanto à deformação permanente de solos e agregados é obtido através de modelos de previsão, alimentados com dados oriundos de ensaios triaxiais de carregamento cíclico, onde para cada estado de tensões é necessário um corpo de prova e com a utilização de técnica de regressão não-linear múltipla obtém-se as constantes em função do modelo adotado. Os modelos mais utilizados para previsão do comportamento de solos e materiais granulares foram listados por Guimarães (2009) em sua tese.

Na previsão da deformação permanente de solo Guimarães (2009) destaca três modelos que merecem atenção especial, pois já foram incluídos em programas computacionais de avaliação estrutural de pavimentos desenvolvido por Ayres (1997), na Universidade de Maryland (EUA), cuja versão brasileira foi elaborada por Franco (2000) e desenvolvida na COPPE/UFRJ. Tratam-se dos modelos de Monismith (1975), Uzan (1981) e Tseng e Lytton (1986), apresentados na sequência.

O modelo de Monismith (1975) é apresentado na Equação 12.

$$\varepsilon_p = A \cdot N^B \quad (12)$$

Onde:

ε_p : deformação específica plástica;

A e B: parâmetros experimentais;

N: número de repetições de carga.

Os resultados são obtidos através de ensaios triaxiais de cargas repetidas, sendo os parâmetros A e B calculados com auxílio de algum programa básico de estatística. Os estudos encontrados nas referências bibliográficas geralmente adotaram um número de aplicação de ciclos de carga, número N, quase sempre inferior a 100.000 ciclos.

O modelo de Uzan (1981) foi desenvolvido a partir da diferenciação da equação proposta por Monismith et al. (1975), sendo apresentado na Equação 13.

$$\frac{\varepsilon_p(N)}{\varepsilon_r} = \mu \cdot N^{-\alpha} \quad (13)$$

Onde:

$\varepsilon_p(N)$: deformação permanente total para o ciclo N;

ε_r : deformação resiliente;

N: número de repetições para a carga;

μ : $\frac{A \cdot B}{\varepsilon_r}$; $\alpha = 1 - B$.

Guimarães (2009) destaca que o modelo é bastante limitado uma vez foi verificado, por hipótese, que a deformação elástica deve ser constante ao longo do ensaio de deformação permanente, pois somente assim poderá ser obtido um valor de X igualmente constante, no entanto o autor destaca que Guimarães (2001) e Malysz (2004) constataram que ocorre uma variação significativa na deformação elástica durante o ensaio, mostrando que a hipótese proposta por Uzan não se confirma.

O modelo de Tseng e Lytton (1986) foi desenvolvido a partir de uma abordagem mecânico-empírica, cuja expressão é apresentada na Equação 14.

$$\delta_a(N) = \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r} \cdot e^{-\left(\frac{\rho}{N}\right)^\beta} \cdot \varepsilon_v \cdot h \quad (14)$$

Onde:

$\delta_a(N)$: deslocamento permanente da camada;

N: número de repetições de carga;

$\varepsilon_0, \rho, \beta$: propriedades dos materiais;

ε_r : deformação específica resiliente;

ε_v : deformação específica vertical média resiliente;

h: espessura da camada.

O modelo de Tseng e Lytton foi desenvolvido a partir da aplicação de regressão múltipla em um banco de dados de ensaios de deformação permanente com a aplicação de cargas repetidas. Os parâmetros ρ e β e a relação $\varepsilon_0/\varepsilon_r$ são derivados a partir de ensaios de deformação permanente, sendo a estimativa desses parâmetros feita através das equações detalhadas por Guimarães (2009). Cabe destacar que o banco de dados utilizado como referência do modelo não inclui os solos de comportamento tropical, comprometendo sua aplicação em solos brasileiros.

O crescente estudo do comportamento à deformação permanente de materiais granulares, em especial as britas graduadas, tem se justificado em países de clima temperado por dois fatores: o afundamento de trilha de roda, que é o principal defeito apresentado pelos pavimentos nestes locais, e a tendência de uso de britas graduadas com a finalidade de minimizar o problema do gelo-degelo em pavimentos asfálticos (GUIMARÃES, 2009).

No Brasil, o interesse maior no estudo destes modelos ocorre na utilização de britas na composição de camadas de base e sub-base, bem como para comparação com o comportamento apresentado pelos solos lateríticos concrecionados ou lateritas e também em misturas estabilizadas do tipo solo-agregado. Na sequência têm-se os modelos mais utilizados segundo Motta (1991) e Guimarães (2009).

O modelo proposto por Barksdale (1972) (Equação 15) foi desenvolvido a partir de uma série de estudos de deformação permanente em diversos materiais para camada de base, usando ensaios triaxiais de cargas repetidas para N superior a 10^5 ciclos, onde foi observado que a deformação permanente axial acumulada ao longo do ensaio era proporcional ao logaritmo do número N de aplicações de carga.

$$\varepsilon_{1,p} = a + b \cdot \log(N) \quad (15)$$

Onde:

$\varepsilon_{1,p}$: deformação específica plástica;

a e b: constantes para um determinado nível de tensão;

N: número de repetições de carga.

Por meio de ensaios em uma brita de calcário bem graduada, com tensão confinante variável, Pappin (1979) propôs um modelo apresentado na Equação 16, relacionando a deformação permanente cisalhante.

$$\varepsilon_{1,p} = (fn \cdot N) \cdot L \cdot \left(\frac{q^0}{p^0} \right)_{\max}^{2,8} \quad (16)$$

Onde:

$\varepsilon_{1,p}$: deformação permanente cisalhante acumulada;

fn. N: fator de forma;

$q^0 = \sqrt{2/3} \cdot q$: tensão desvio modificada;

$p^0 = \sqrt{3} \cdot p$: média das tensões principais modificada.

Utilizando ensaios triaxiais de cargas repetidas, Khedr (1985) estudou a deformação permanente de uma rocha calcária britada e concluiu que a taxa de acúmulo de deformação permanente decresce com o número de aplicações de cargas, conforme a Equação 17.

$$\frac{\varepsilon_p}{N} = A \cdot N^{-m} \quad (17)$$

Onde:

ε_p : deformação específica plástica;

m : parâmetro do material;

A : parâmetro do material e do estado de tensões;

N : número de repetições de carga.

O modelo proposto por Paute et al. (1990) sugere que a deformação permanente cresce gradualmente tendendo a um valor assintótico, relacionando a mesma ao número de ciclos conforme apresentado na Equação 18. Em um estudo mais recente, Paute et al. (1996) apresentaram outra proposta (Equação 19) onde indicam que a deformação permanente possui um valor limite, dado por A , para o qual a deformação tende quando N tende ao infinito.

$$\varepsilon_{1,p}^* = \frac{A \cdot \sqrt{N}}{\sqrt{N} + D} \quad (18)$$

$$\varepsilon_{1,p}^* = A \cdot \left(1 - \frac{N}{100}\right)^{-B} \quad (19)$$

Onde:

$\varepsilon_{1,p}^*$: deformação permanente adicional após os primeiros 100 ciclos de carga;

A , B e D : parâmetros de regressão;

N : número de repetições de carga.

Lekarp et al. (2000a) realizaram ensaios com cinco materiais granulares distintos, usualmente empregados em camadas de sub-base de pavimentos, com os resultados os autores verificaram a validade de alguns modelos de deformação permanente, onde o modelo proposto por Paute et al. (1990), apresentou excelente coeficiente de correlação.

Nos ensaios onde a taxa de acréscimo da deformação permanente foi muito baixa, os autores observaram que os corpos de prova apresentaram um estado de equilíbrio, no entanto nos ensaios onde não foi observada essa estabilização, o modelo de Paute et al. (1990) não apresentou um bom enquadramento.

Como os autores não encontraram na literatura nenhum modelo que relacionasse satisfatoriamente a deformação permanente ao estado de tensões, os mesmos propuseram o modelo de Lekarp et al. (2000a), representado na Equação 20.

$$\frac{\varepsilon_{1,p} \cdot (N_{ref})}{L} = a \cdot \left(\frac{q}{f}\right)_{max}^b \quad (20)$$

Onde:

$\varepsilon_{1,p} \cdot (N_{ref})$: deformação permanente acumulada para $N > 100$;

L: comprimento da trajetória de tensões;

q: tensão desvio;

p: média das tensões principais;

a e b: parâmetros de regressão.

O modelo que será utilizado nessa dissertação foi proposto por Guimarães (2009) com o objetivo de prever a deformação permanente onde estariam inclusas as tensões atuantes para contribuir com o aperfeiçoamento do método de dimensionamento mecanístico-empírico. A Equação 21 apresenta os componentes correlacionados no modelo.

$$\varepsilon_p(\%) = \psi_1 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{\psi_2} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{\psi_3} \cdot N^{\psi_4} \quad (21)$$

Onde:

$\varepsilon_p(\%)$: deformação permanente específica;

ψ_1, ψ_2, ψ_3 e ψ_4 : parâmetros de regressão (parâmetros de deformação permanente);

σ_3 : tensão confinante;

σ_d : tensão desvio;

ρ_0 : tensão de referência (atmosférica);

N: número de ciclos de aplicação de carga.

A obtenção dos parâmetros do modelo se dá através da realização de ensaios triaxiais cíclicos, com no mínimo seis corpos de prova, condicionados a estados de tensões variados conforme apresentado na norma DNIT 179/2018. Além disso, Guimarães (2009) destaca que a aplicação das cargas, em cada estado de tensões, deve ser superior a 100.000 ciclos, de forma que as deformações permanentes estejam bem caracterizadas. Os parâmetros ψ_1 , ψ_2 , ψ_3 e ψ_4 são obtidos por meio de regressão não-linear múltipla.

2.3.2. Fatores que influenciam a deformação permanente de solos e britas

O aumento na deformação permanente de solo e brita geralmente está associado com os mesmos fatores que promovem a redução da resistência ao cisalhamento das camadas, quando o material é submetido a ação do tráfego. Conforme Guimarães (2009), os principais fatores são:

- Tensão: estado de tensões, rotação das tensões principais com o deslocamento da carga de roda e história de tensões;
- Carregamento: magnitude, número de aplicações, duração, frequência e sequência de cargas;
- Umidade: percentual, grau de saturação e poropressão;
- Agregado: tipo de agregado, forma da partícula, granulometria, porcentagem de finos, tamanho máximo dos grãos e massa específica real dos grãos.

A magnitude do carregamento, ou seja, do estado de tensões, tem grande influência nas deformações tanto permanentes quanto resilientes de solos e materiais granulares. A taxa de deformação permanente diminui quanto menor a tensão aplicada. Já a quantidade de ciclos aplicada ao material granular contribui para o incremento da deformação permanente e é importante quando ligada à magnitude, permitindo o estudo da tendência ao acomodamento ou à ruptura (LIMA, 2016).

O acréscimo da tensão desvio produz um aumento na deformação permanente total, como constatado por Guimarães (2001), Peraça (2007), Zago (2016), Lima (2016), Norback (2018), entre outros. Com relação à influência isolada da tensão confinante, a redução da mesma

gera um aumento na deformação permanente. Lekarp et al. (2000a) ponderam que a ruptura em materiais granulares submetidos à ação de cargas repetidas é um processo gradual, não ocorrendo um colapso súbito.

O teor de umidade de materiais constituintes de camadas de pavimentos depende de duas condições: da umidade de compactação e da variação da umidade após compactação. As normas técnicas brasileiras admitem um intervalo de variação de dois pontos percentuais no entorno da umidade ótima, como teor aceitável para compactação de solos destinados a pavimentação, independente da natureza deste material. Guimarães (2009) destaca que tal fato deve ser revisto, pois o efeito da adição ou subtração de dois pontos percentuais absolutos em solos predominantemente argilosos, com umidade ótima elevada, é bem distinto em solos arenosos finos ou pedregulhosos.

Nos solos granulares um aumento no teor de umidade provoca uma maior lubrificação entre os grãos, promovendo um melhor rearranjo das partículas, onde um pequeno acréscimo de água pode causar um aumento significativo na taxa de deformação permanente. O comportamento tensão versus deformação de materiais granulares pode ser significativamente alterado pelas condições de drenagem tanto no laboratório quanto em campo (Lekarp, 2000a).

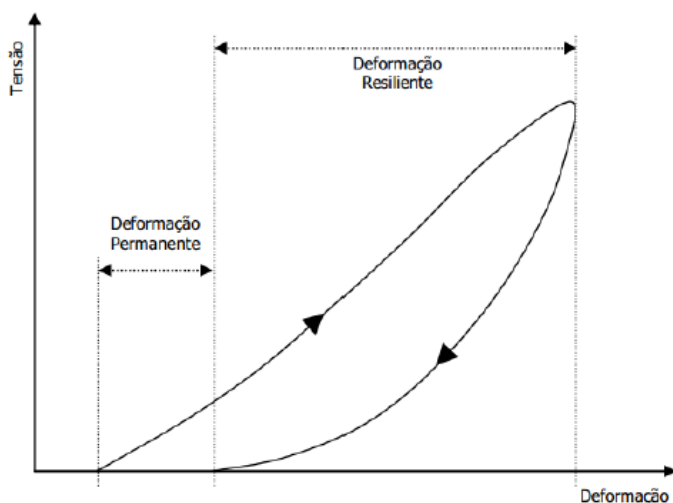
O aumento da massa específica contribui para a redução da deformação permanente, uma vez que maior quantidade de grãos no mesmo volume proporcionam maior contato e intertravamento entre eles. Delgado (2012), Ribeiro (2013) e Lima (2016) observaram que após o ensaio de deformação permanente, o corpo de prova apresentava-se mais rígido e por consequência o módulo de resiliência após o ensaio foi mais elevado. Em contrapartida a redução da densidade ou do grau de compactação provoca um aumento na deformação permanente, conforme comprovou Peraça (2007) ao estudar dois solos saprolíticos de rochas vulcânicas, onde a redução do grau de compactação de 100% para 90% resultou no aumento da deformação permanente específica de um solo de 4% para 15% e no outro de 4% para 12%.

O comportamento de deformação permanente de agregados, sob carregamento repetido, tem sido objeto de estudo por vários pesquisadores ao longo dos anos, sendo um dos principais tópicos de pesquisa em engenharia de pavimentos em diversos países. Lekarp et al. (2000b) destaca que a deformação permanente em agregados é resultante de três mecanismos que envolvem as propriedades da partícula: consolidação, distorção e atrito, destacando que até aquela data não havia um modelo que considerasse tal defeito em agregados empregados em camadas granulares.

A relação tensão-deformação para materiais granulares é dada por uma curva não linear, onde após a remoção das tensões, resulta em um incremento de deformação permanente,

formando um ciclo de histerese que irá definir os valores de deformação permanente e resilientes para determinada carga (LEKARP et al., 2000a). A Figura 4 apresenta uma ilustração da deformação resiliente e permanente de materiais granulares durante um ciclo de aplicação de carga.

Figura 4 - Deformação do material granular durante um ciclo de carregamento



Fonte: Adaptado de Lekarp et al. (2000a)

Os materiais granulares, sob carregamento cíclico, apresentam comportamento elastoplástico a partir do aumento da rigidez e da deformação com as repetições de carga. Apesar de estudos recentes permitirem melhor compreensão dos efeitos da densidade, teor de finos e umidade, há ainda pouco conhecimento e quase nenhuma relação quantitativa que identifique a influência da forma dos grãos na deformação permanente de materiais granulares (TUTUMLUER e PAN, 2008).

A deformação permanente não está relacionada somente com o número de ciclos, sendo também importante associar os níveis de carga que se aplicam durante o ensaio. Quando se aplicam cargas não muito elevadas, as deformações permanentes geralmente estabilizam à medida que o número de ciclos aumenta. Com isso, a curva que traduz as deformações permanentes em função do número de ciclos tende para uma assíntota, ou seja, o incremento da deformação permanente em cada ciclo tende para zero. Assim, é correto afirmar que a deformação permanente é justificada pelo rearranjo das partículas ou pela quebra das ligações entre elas na fase de carregamento, tornando impossível, após o carregamento, voltar à fase inicial (NORBACK, 2018).

2.4. A TEORIA *SHAKEDOWN*

Um pavimento deve ser projetado de maneira que as deformações permanentes, em camadas estruturais, sejam de pequena magnitude, para isso é importante que se conheça o nível de carga correspondente ao final do comportamento puramente resiliente e o início das deformações permanentes. O uso da teoria *Shakedown* possibilita a definição destes limites, além de verificar se a deformação permanente da estrutura pode conduzi-la à ruptura ou apresenta uma tendência de estabilização (acomodamento) (GUIMARÃES, 2009).

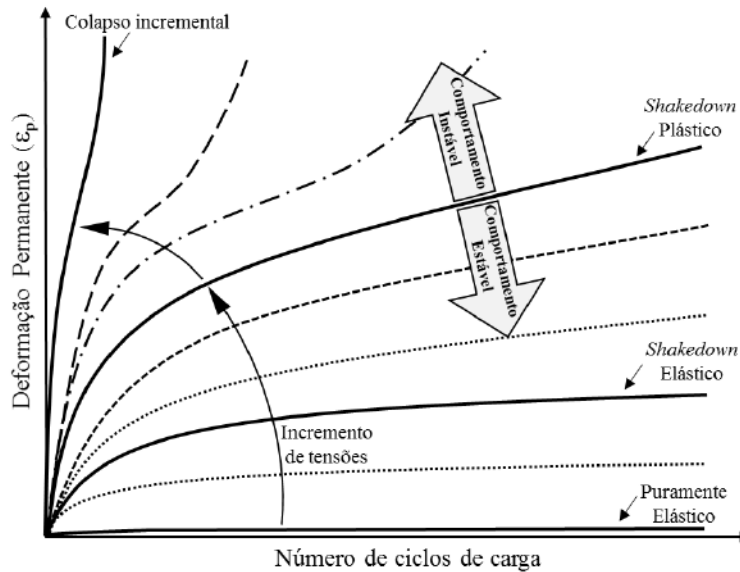
Quando em um corpo submetido a um carregamento de cargas repetidas cessam as deformações plásticas (permanentes), a partir de um determinado número de aplicações de cargas, diz-se que ele entrou em *Shakedown*. A partir desse instante a resposta do material a solicitação externa será estritamente elástica e a inexistência de deformação plástica é justificada com o surgimento de tensões residuais. São essas tensões a condição essencial para que ocorra o *Shakedown* (FARIA, 1999). Com isso é possível afirmar que existe um determinado valor de carregamento que atua de maneira repetida no pavimento, tal que a partir de um número pequeno de aplicações de cargas (N) o pavimento não mais apresentará acréscimo de deformações permanentes (GUIMARÃES, 2009).

A definição do limite de *Shakedown* depende da relação σ_d/σ_3 que o material foi submetido, onde para relações mais baixas de σ_d/σ_3 o comportamento exibido pode ser elástico ou plástico, tendendo ao estado de equilíbrio onde a deformação permanente se torna constante. Já em relações mais elevadas de σ_d/σ_3 , as deformações permanentes aumentam rapidamente e podem levar o pavimento a ruptura (RIBEIRO, 2013).

Em outras palavras, um pavimento mostrará acúmulo progressivo de deformações permanentes sob carregamento repetido se a magnitude do carregamento exceder o limite *Shakedown*. Quando o carregamento cíclico está abaixo do limite *Shakedown* elástico (depois da pós-compactação), as deformações permanentes estabilizam e o pavimento alcançará acomodamento (*Shakedown*). Isto significa uma adaptação ao carregamento, e o pavimento se comportará elasticamente sob cargas cíclicas adicionais. A existência de um nível crítico para a razão de tensões (σ_d/σ_3) entre os estados estável e instável é explicada por essa teoria (MALYSZ, 2009).

As respostas de uma estrutura elastoplástica, quando submetida a carregamentos cíclicos, podem ser divididas em quatro categorias de comportamento: (a) puramente elástico, (b) *Shakedown* elástico, (c) *Shakedown* plástico e (d) colapso incremental (Figura 5). O conhecimento destas categorias é essencial para analisar os limites do *Shakedown*.

Figura 5 - Comportamentos típicos da teoria *shakedown* aplicada a materiais granulares



Fonte: Adaptado de Theyse et al. (2007) apud Delongui (2016).

Deste modo, o comportamento puramente elástico (a) ocorre quando a carga repetida aplicada é suficientemente pequena de modo a não produzir deformações plásticas e todas as deformações são totalmente recuperáveis. Não há na literatura registro deste tipo de comportamento para materiais de pavimentação, pois, em geral, por menor que seja o estado de tensão aplicado sempre é possível registrar alguma deformação permanente nos corpos de prova ensaiados, com isso não podem ser consideradas desprezíveis.

Já o comportamento *Shakedown* elástico (b) ocorre quando a carga repetida aplicada é ligeiramente menor do que a necessária para produzir o *Shakedown* plástico. A resposta do material é plástica para um número finito de aplicações de tensões/deformações. Porém, a resposta última é elástica e o material é dito estar em *Shakedown*. O máximo nível de tensões no qual esta condição é mantida é chamado limite elástico do *Shakedown*. Essa situação é considerada mais comum para materiais de pavimentação, pois significa que o material apresenta deformações permanentes até certo número de aplicações de cargas, a partir do qual essa deformação torna-se constante e o material assume um comportamento totalmente elástico.

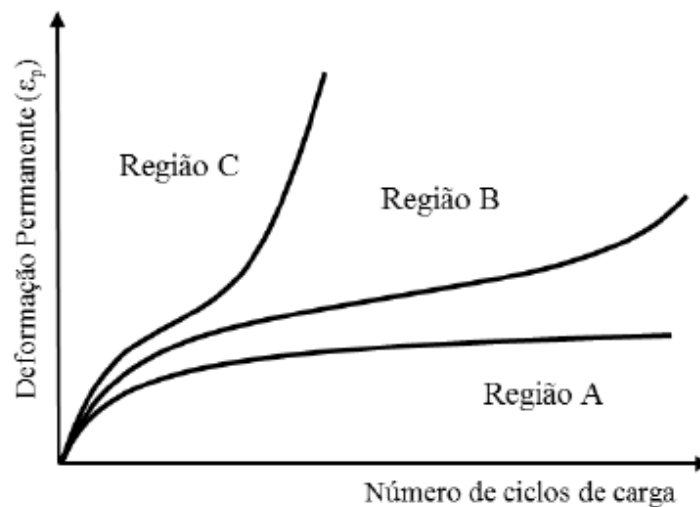
Por sua vez o comportamento *Shakedown* plástico (c) ocorre quando a carga repetida aplicada é ligeiramente inferior do que a necessária para produzir um rápido colapso. O material apresenta uma resposta estável, sem acúmulo de deformações plásticas expressivas. Isso implica que uma quantidade finita de energia é absorvida pelo material em cada aplicação de tensão/deformação. A resposta puramente resiliente é obtida e o material é dito estar em

Shakedown, onde o máximo nível de tensões para o qual esta condição é obtida é chamado de limite plástico do *Shakedown*.

Por fim, o colapso incremental (d) ocorre quando a carga repetida aplicada é relativamente alta. Uma grande parte do material está na condição limite e deformações plásticas se acumulam rapidamente com a ruptura ocorrendo em curto espaço de tempo. Essa situação é possível de ser observada através de ensaios triaxiais de cargas repetidas, embora as tensões aplicadas neste caso sejam, quase sempre, superiores às tensões reais de trabalho do material.

Como as deformações dos materiais granulares são altamente dependentes dos níveis de tensões (σ_d/σ_3), o recente desenvolvimento de modelos para delinear o comportamento desses materiais baseia-se nos limites descritos na teoria do *Shakedown*, divididos em três regiões, conforme a Figura 6, apresentada por Werkmeister et al. (2001).

Figura 6 - Abrangência das regiões de projeto conforme o comportamento das deformações



Fonte: Adaptado de Werkmeister et al. (2001).

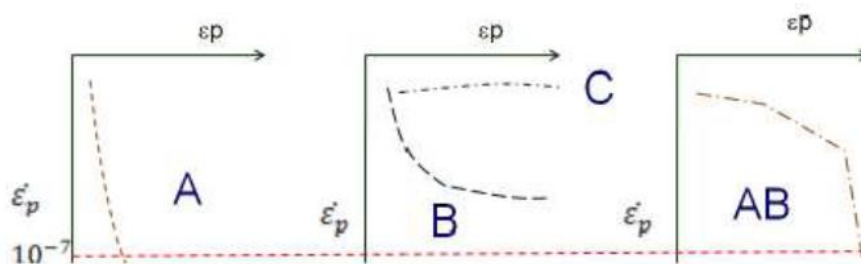
Denominado limite *Shakedown* elástico, a Região A compreende o intervalo onde o material apresenta uma resposta plástica para um número finito de aplicações de cargas, mas cessado o período de pós-compactação, o comportamento torna-se puramente resiliente e as deformações cessam. Nessa fase, a resistência à deformação permanente depende do contato entre os grãos. Então, se o material for bem graduado, não ocorre quebra significativa de partículas, resultando em baixas deformações.

Já a Região B é denominada resposta intermediária onde com o aumento da razão de tensões os materiais respondem de acordo com o *Shakedown* plástico. Essa região corresponde a um nível de resposta intermediária perante as solicitações impostas ao material, ou seja, não é possível afirmar que o material entrará em colapso, nem que ele entrou em shakedown. Durante os primeiros ciclos de carga, o alto nível de deformações diminui até um nível constante mais baixo, para o qual ocorrem pequenas distorções até um limite de escoamento plástico, onde se inicia a Região C.

O colapso incremental é caracterizado pela Região C, pois para elevados níveis de tensões, a resposta é sempre plástica e, a cada aplicação de carga, resulta num aumento progressivo de magnitude da deformação permanente. Se o carregamento se aproxima da carga de ruptura, o decréscimo da taxa de deformação é muito lento. O início do processo de ruptura pode ser caracterizado por incrementos na razão de deformações permanentes. Esse comportamento resulta em ruptura do pavimento pela formação de ATRs e, ainda, poderá ocorrer abrasão e quebra das partículas.

Guimarães (2009) apresenta um quarto tipo de comportamento, denominado como comportamento do tipo AB, que apresenta significativas deformações iniciais, seguido de acomodamento plástico, observado em estudos de solos tropicais laterizados. Na Figura 7 são representados os três tipos de comportamento citados por Werkmeister et al. (2001) (A, B, C) e o comportamento AB de Guimarães (2009).

Figura 7 - Tipos de comportamento quanto ao acomodamento sob cargas repetidas



Fonte: Guimarães (2009).

O valor $10^{-7} \times 10^{-3}$ metro por ciclo de carga da taxa de acréscimo das deformações permanentes ao longo do ensaio, indicado na Figura 7, é considerado como limite para que o material apresente o *Shakedown*, pois é um valor consideravelmente pequeno para taxa de acréscimo, admitindo-se matematicamente como zero.

Os ensaios com carregamentos cíclicos que visam medir a deformação permanente são conduzidos até 100.000 repetições, no entanto para verificar os limites A ou B do *shakedown* não existe um número determinado, porém na maioria das vezes é necessário um número de aplicações maior que o citado. Na bibliografia, encontram-se ensaios que utilizaram desde 100.000 até 1.000.000 de ciclos para medir deformação permanente, dependendo da natureza e procedência dos materiais (LEITE, 2007).

Cabe destacar o crescimento de estudos que buscam verificar a ocorrência do *shakedown* em materiais para pavimentação. Nos últimos anos, destacam-se na análise de solos e agregados as pesquisas de Werkmeister et al. (2001), Guimaraes (2001), Guimaraes (2008), Malysz (2009), Delongui (2016), Lima (2016) e Norback (2018), onde a última autora avaliou o comportamento de misturas de solo-agregado, utilizado como base para este trabalho.

Reforçando a importância do estudo desse assunto, Medina e Motta (2015) enfatizam que o estudo da deformação permanente e a priorização dos materiais que apresentem *Shakedown* devem ser considerados na seleção de materiais para pavimento rodoviário e, conseqüentemente, na elaboração do dimensionamento mecanístico-empírico dos pavimentos.

2.5. SOLO-AGREGADO

O melhoramento de um solo que apresenta características e propriedades indesejáveis para fins de pavimentação poderá ocorrer através do emprego de procedimentos de estabilização deste com a utilização de agregados naturais ou britados, denominado solo-agregado ou solo-brita. Nogami e Villibor (1995) acrescentam que este material composto deve apresentar propriedades que atendam determinadas especificações que permitam sua utilização, dentre elas destacam a granulometria, limites de Atterberg, resistência dos grãos e equivalente areia.

Em determinadas situações nem sempre é possível uma simples correção do material a ser utilizado, independentemente se nos solos predominem pedregulhos, areias ou siltes e argilas. Com isso faz-se necessário a composição artificial da mistura, a partir da estabilização granulométrica, com a utilização de agregados naturais ou artificiais, obtendo a granulometria desejada, através do uso de proporções adequadas de cada um dos materiais (VARGAS, 1977).

A obtenção um solo-agregado de bom desempenho está diretamente relacionado com as propriedades dos materiais constituintes. Nogami e Villibor (1995) recomendam a classificação do solo pela metodologia MCT, onde a utilização de solos deve contemplar as classes LA (areia laterítica), LA' (laterítico arenoso) ou LG' (laterítico argiloso) por

apresentarem propriedades mecânicas e hidráulicas dentro das exigências consideradas adequadas para esta composição. Eventualmente pode ser utilizado solo de comportamento não laterítico, como os do grupo NA, desde que não apresentem uma quantidade considerável de silte e mica. Quando se trata de uma mistura de solo com finos lateríticos, é vantajosa uma dosagem com o mínimo de solo possível, de maneira que prevaleçam as propriedades mecânicas do agregado.

No caso de uma mistura de solo-brita coesiva é preciso selecionar o tipo de solo a ser empregado, onde nessas misturas o solo laterítico utilizado apresenta, quando ensaiados pela metodologia MCT, valores de coeficiente c' entre 1,0 e 1,7, sendo a resistência dependente tanto da coesão das partículas como do ângulo de atrito interno. Já as misturas pouco ou não-coesivas são aquelas em que o solo apresenta c' variando entre 0,3 e 1,0, onde a resistência depois de compactadas se deve ao ângulo de atrito interno (RESENDE, 1999).

O agregado empregado em misturas com solo pode ser obtido de origem natural ou pós processo de britagem, com a trituração ou moagem de rochas. O desempenho deste material está diretamente relacionado com as propriedades geológicas da rocha de origem, como a composição química, resistência mecânica, textura, tendência à degradação, estabilidade e não susceptibilidade à água. Sua importância na história recente da pavimentação viária é notável, visto que até serviu de padrão para a definição da capacidade de suporte de solos quando da concepção do primeiro tipo de ensaio para esta finalidade, o ensaio de ISC (BALBO, 2007).

Além da qualidade dos agregados, o bom desempenho do pavimento também está relacionado com a sua distribuição granulométrica, pois influencia diretamente na deformação permanente da estrutura. O índice de vazios é um bom indicador para verificar se a proporção do agregado irá resultar em baixas deformações, um menor índice de vazios apresenta melhor desempenho das camadas de base e sub-base de pavimento com BGS, pois o melhor empacotamento dos agregados reduz as deformações (LIMA e MOTTA, 2015).

Um dos grandes fatores que determinam o sucesso no emprego das pedras britadas é a correta compactação do material, o que lhe confere grande resistência aos esforços verticais gerados na estrutura de pavimentos pela ação das cargas. Esta resistência é a resistência ao cisalhamento proporcionada pelo entrosamento entre as partículas do agregado, que melhora à medida que o esforço de compactação aumenta (BALBO, 2007).

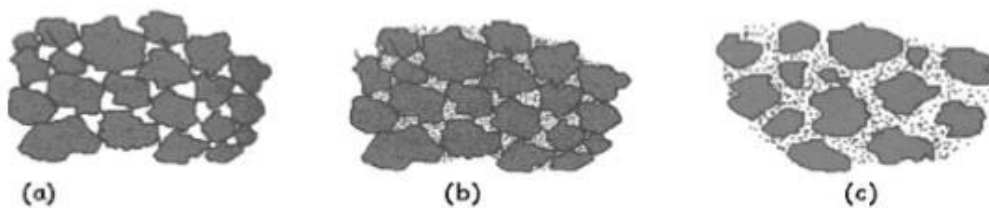
A estabilização granulométrica pode ser genericamente definida como um emprego de um material ou uma mistura entre materiais de forma que ele se enquadre dentro da especificação desejada. Neste método, as propriedades do solo são alteradas por meio da

retirada e da adição de partículas de agregado. Quando o material pós processo de mistura apresentar-se bem graduado, diz-se que o mesmo foi estabilizado granulometricamente, quando o material apresentar uma granulometria descontínua, trata-se de um solo-agregado descontínuo (MARQUES,2009).

Para Balbo (2007), solo-brita descontínuo são misturas de solo com agregados ou materiais britados mal graduados, embora as especificações estrangeiras para solos estabilizados granulometricamente levem em consideração necessidades de boa distribuição granulométrica. A prática no clima tropical, no entanto, tem dispensado tal tipo de necessidade, uma vez que, quanto mais presentes os finos lateríticos, maior tolerância é possível na granulometria do agregado.

Yoder e Witczak (1975) descrevem as principais propriedades do solo-agregado, salientando que a estabilidade de uma mistura desse tipo, depende muito da granulometria, da forma das partículas, da densidade relativa, do atrito interno e da coesão. Ainda apontam que um material granular terá máxima estabilidade quando mobilizar o atrito interno ao resistir à deformação em cada estado de tensões. Como pode ser observado na Figura 8, existe uma graduação entre as partículas que classifica o solo-agregado em três estados físicos, que levam em conta conceitos de densidade e estabilidade.

Figura 8 - Misturas de solo-agregado: (a) sem finos; (b) com finos; (c) com muitos finos



Fonte: Yoder e Witczak (1975)

- a) Solo-agregado sem finos: situação em que a mistura possui uma parcela muito pequena, ou inexistente de finos, ou seja, parcela passante na peneira de nº 200. A estabilidade ocorre pela graduação da mistura e a resistência pelo contato entre os grãos. Caracteriza-se pela baixa densidade e sensibilidade às ações de congelamento e de variação de umidade. No entanto, são de difícil compactação pelo caráter não coesivo da mistura;
- b) Solo-agregado com finos: nessa condição a quantidade de finos presente é suficiente para preencher os vazios entre os agregados, permite que ocorra o contato entre os grãos,

com aumento de resistência. Possui densidade alta, permeabilidade mais baixa e moderadamente susceptível a variações climáticas. Apesar da dificuldade moderada em receber compactação, apresentam os melhores resultados de resistência depois de compactado;

- c) Solo-agregado com muitos finos: neste caso, não ocorre o contato entre os agregados, que praticamente flutuam entre o solo. Possui baixa densidade, altera o comportamento frente ao clima e a presença de água. Os aspectos construtivos são facilitados, com o comportamento impermeável dependendo dos finos.

Para utilização em bases e sub-bases de pavimentos, as normas do Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem do Rio Grande do Sul (DAER/RS), Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) juntamente com o Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER) indicam o tipo (a) e (b) de mistura, por permitirem o contato entre as partículas. Porém, ao se passar a avaliar o comportamento de solo-brita com solos tropicais e pelos ensaios de carga repetida, muitos pontos desta visão tradicional não se sustentam como comprovam os trechos já construídos em São Paulo, por exemplo, com solo laterítico-brita, descontínuos ou não.

Bernucci et al. (2006) destacam que o emprego de solo-agregado dos tipos (b) e (c) ocorrem com maior frequência, e são conhecidos como solo-brita ou solo-areia, já o tipo (c) é conhecido como solo-brita descontínuo. Segundos os autores, o importante nessas misturas é o material fino que quando tem características lateríticas pode ser usado com sucesso. Essas misturas, por prevalecer a matriz do solo laterítico, são coesivas, muito pouco expansivas e com boa capacidade de suporte.

Já Couto (2009) apresenta uma relação das principais especificações nacionais e internacionais relacionadas as misturas de solo e agregado. Via de regra tratam de classificar granulometricamente os materiais, garantindo que haja uma graduação entre as partículas, que permita o melhor preenchimento dos vazios na mistura. Além disso, procuram eliminar aqueles materiais cuja resistência mecânica e susceptibilidade hídrica possam acarretar deformações frente ao regime de tensões provocado pelo tráfego e/ou expansão dos materiais que causariam rupturas no pavimento. Norback (2018) reuniu as principais informações de cada uma destas normas, acrescentando outras especificações (DER/PR e DNIT), apresentando em uma tabela (Tabela 1) constando a norma, a especificação inerente à mesma e as propriedades do solo e do agregado que comporão a mistura.

Tabela 1 - Principais normas relativas a solo-agregado

(continua)

| Órgão | Solo | Agregado | Especificação |
|--|--|---|---|
| Especificação americana ASTM Internacional D1241 (2000) | LL < 25% IP < 6% | Abrasão Los Angeles < 50% Material retido na peneira nº 10 | Tipo I: mistura de materiais pétreos granulares britados, areia natural. Tipo II: misturas de materiais pétreos granulares britados areia menor 0,075mm. |
| Solo-brita Determinação de dosagem – ABNT NBR 12053 (1992) | Percentual de solo na mistura variando de 0%, 10%, 20%, 30% e 40% | - | ISC > 80% para base e ISC > 60% para sub-base expansão < 0,5% para base e expansão < 1% para sub-base |
| Material para base ou sub-base de solo-brita ABNT EB-2014 (1991) | ISC > 20% e expansão < 0,5% energia de compactação do Proctor Intermediário | Diâmetro máximo de 50,8mm e abrasão Los Angeles < 40% | Critério de aceitação da mistura baseado exclusivamente no ISC: ISC > 80% para base e ISC > 60% para sub-base |
| Sub-base ou base de solo de comportamento laterítico-brita descontínua – SLBD-ET-DER-P00/003 | Solo com granulação fina, com diâmetro inferior a 2mm, pertencente aos grupos MCT: LA', LA, LG'. | Abrasão Los Angeles < 50%, granulometria totalmente passante na peneira 25mm, índice forma > 0,5 e partículas lamelares < 10% | ISC > 80% para camada de base com $N > 5 \times 10^6$ ISC > 70% para camada de base com $N < 5 \times 10^6$ ISC > 30% para camadas de sub-base |
| Especificação - Base estabilizada granulometricamente DNER ES303 (1997) | ISC > 60% LL < 25% IP < 6% | Abrasão Los Angeles < 55% e material retido na peneira nº 10 | Cuidados relacionados ao manejo ambiental a ser realizado durante a execução dos serviços |
| Especificação – Base estabilizada granulometricamente como uso de solo laterítico DNIT ES 098 (2007) | LL < 40% IP < 15% | Abrasão Los Angeles < 65% e equivalente areia > 30% | ISC > 80% para camada de base com $N > 5 \times 10^6$ ISC > 60% para camada de base com $N < 5 \times 10^6$ |

(conclusão)

| Órgão | Solo | Agregado | Especificação |
|--|---------------------|--|--|
| Sub-base ou base de solo-brita – ET – DER/P00/006 (2006) | LL < 25% IP < 6% | Abrasão Los Angeles < 50%, granulometria totalmente passante na peneira 19mm, índice forma > 0,5 | ISC > 80% para camada de base com N > 5x10 ⁶ ISC > 70% para camada de base com N < 5x10 ⁶ ISC > 30% para camadas de sub-base |
| Especificação base estabilizada granulometricamente DNIT 141 (2010) | LL < 25% IP < 6% | Abrasão Los Angeles < 55% e equivalente areia > 30% | ISC > 80% para camada de base com N > 5x10 ⁶ ISC > 70% para camada de base com N < 5x10 ⁶ |
| Especificação – Camadas estabilizadas granulometricamente DER/PR-ES-P07 (2005) | LL < 25% IP < 6% | Abrasão Los Angeles < 55% | ISC > 80% para camada de base com N > 5x10 ⁶ ISC > 60% para camada de base com N < 5x10 ⁶ |
| Especificação – solo arenoso – brita DER/PR-ES-P09 (2005) | LL < 25% IP < 6% | Abrasão Los Angeles < 50% e índice de lamelaridade > 20% | ISC > 80% para camada de base com N > 5x10 ⁶ ISC > 60% para camada de base com N < 5x10 ⁶ |

Fonte: Adaptado de Couto (2009) e Norback (2018)

Lista-se, a seguir, uma análise sobre as principais características indicadas, tanto para o solo quanto para o material granular, para compreender quais materiais são mais indicados pelas normas, para utilização na construção de um trecho.

Destacam-se estes principais pontos:

- a) Abrasão Los Angeles: em relação às normas apresentadas, todas especificam que o valor resultante do ensaio deve ser inferior a 65 ou 50%, e quanto menor for o valor requerido, mais resistente a quebras, degradação e desintegração será o material granular ensaiado;
- b) Composição granulométrica: sobre os agregados, algumas normas indicam que o material tenha tamanho máximo nominal de 19 ou 25 mm, representando a parte graúda da mistura, já em relação aos solos, uma indicação que seja passante na peneira de 2,0 mm, sendo que a mistura deve ser composta de no máximo entre 35 a 40% em peso de solo;

- c) Índice de Suporte Califórnia: como já comentado, esse é o único ensaio considerado como base para essas normas, e que os limites aceitáveis de ISC para base são valores resultantes maiores que 80% para o Proctor intermediário e valores menores que 60% para sub-base de pavimento;
- d) Limites de Atterberg: é especificado em algumas normas que o material fino, passante na peneira de nº 40, apresente valores de $LL < 25\%$ e $IP < 6\%$.

Todas as normas utilizam como parâmetro de resistência o ISC, relacionado com o valor de N, em função do tráfego, não fazendo menção de ensaios de rigidez e de deformação permanente dos materiais constituintes e das próprias misturas.

Com relação à metodologia de homogeneização e compactação, não são apresentadas referências sobre estes procedimentos. Algumas normativas apenas indicam atenção em relação à execução, transporte e espalhamento da mistura, bem como manejo ambiental e controle tecnológico.

Pesquisas foram realizadas com misturas de solo-agregado, nacionais e internacionais, podendo destacar Nogami e Villibor (1995), Silveira (2000), Couto (2009), Kumar e Sharma (2012), Mishra e Tutumluer (2012), Bastos (2013), Lima (2015), Maria e Bastos (2018), Oliveira Jr. et al. (2018), Norback (2018), onde nesses estudos podem ser observadas algumas particularidades relacionadas aos materiais constituintes e também a influência de alguns parâmetros em seus valores de suporte, bem como rigidez e deformabilidade.

O solo-agregado começou a ser implementado na década de 1950, no estado de São Paulo, conhecido popularmente como virado paulista, fruto dos estudos de Nogami e Villibor face a utilização de solos lateríticos para composição de camadas de pavimentos. O material foi implementado em vias de tráfego médio e pesado, com proporções de mistura que variavam de 20% a 30% de solo, obtendo desempenho satisfatório.

Nogami e Villibor (1995) realizaram estudos com elevada quantidade de argila laterítica (ultrapassando os 50%) em misturas com brita, a fim de justificar o interesse econômico, por mais que as especificações tradicionais indicassem uma porcentagem da ordem de 15% de solo. Baseado nesses estudos houve, em São Paulo, um aumento na utilização da brita descontínua devido à facilidade de mistura. As análises em laboratório ainda foram por meio dos ensaios de CBR, mas pôde-se observar a interferência da brita nas condições de compactação da argila.

Silveira (2000) avaliou misturas de solo-agregado, com frações de solo nas proporções de 20% e 40%, em relação ao peso seco da mistura. Adotou como agregado, porções de brita retidas nas peneiras de 1", 3/4", 3/8", nº4 e a parcela de fino foi contribuição do solo. Os

resultados obtidos para as misturas de solo-agregado mostraram-se apropriados para uso em camadas de base e sub-base de estruturas de pavimentos urbanos.

Couto (2009) empregou misturas granulométricas em um trecho experimental, utilizando pedra britada, brita graduada e argila laterítica. No estudo foi observado que a mistura de solo-agregado adequada deve ser composta de 40% de argila laterítica e 60% de agregado pétreo, sendo que a mesma apresentou ISC mínimo de 60%, o que torna possível sua utilização em camadas de base e sub-base de pavimentos em rodovias de baixo volume de tráfego. A substituição da brita graduada por solo-agregado, neste estudo, gerou uma economia entre 20% e 30% no custo por metro quadrado das camadas de base e sub-base.

Kumar e Sharma (2012) estudaram a influência da granulometria no módulo de resiliência de misturas de macadame úmido com solo (argila siltosa), pó de pedra, e areia grossa, nas proporções de 5% e 10%, resultando em seis combinações. A tendência para o M_R das misturas foi a seguinte, em ordem decrescente: macadame úmido com (1) solo, (2) areia grossa, e (3) pó de pedra. Os autores constataram que com o aumento da proporção de solo, o M_R também aumentou, enquanto a areia grossa e o pó de pedra mostraram uma tendência oposta para o comportamento resiliente.

Ao avaliar o comportamento resiliente de agregado dolomito com a adição de material com finos não plásticos, nos teores de 4%, 8%, 12% e 16%, Mishra e Tutumluer (2012) verificaram melhor desempenho da mistura com 8% de finos. Na medida em que se aumentou o teor de finos, estes conduziram o comportamento da mistura, uma vez que todos os vazios já estavam preenchidos, com isso houve uma redução no M_R e um aumento na deformação permanente. A mistura com 4% apresentou uma menor estabilidade na matriz estrutural do agregado, ficando mais suscetível a penetração de água.

Bastos (2013) avaliou influência da umidade nas propriedades resilientes de um solo passante na peneira nº 10, estabilizado com brita. O M_R da mistura contendo 65% de brita e 35% de solo foi analisado considerando a umidade ótima e sua variação de $\pm 2\%$. O autor observou que o valor médio do M_R aumentou de 363MPa para 506MPa com a redução de 2% no teor de umidade, já com o acréscimo de 2% da umidade houve uma redução para 317MPa.

Lima (2015) avaliou as propriedades de suporte, resiliência e resistência à compressão de misturas de solo fino de comportamento arenoso com agregado calcário, nas proporções de 25%, 50% e 75% de agregado. A mistura que apresentou melhor desempenho foi a com 50% com relação ao ISC os valores médios foram de 40%, o que possibilita a utilização da mistura com camada de sub-base. Com relação ao M_R , a mistura com 25% de agregado apresentou valor

máximo de 696MPa, a mistura com 50% de 861MPa e com a adição mais 25% de agregado a mistura apresentou redução no M_R , apresentando 477MPa. Com isso o autor destaca que a mistura que apresentou melhor desempenho em termos de suporte, M_R e RCS foi a composta por 50% de solo e 50% de agregado.

Maria e Bastos (2018) realizaram misturas utilizando um solo saprolítico com rocha britada oriunda do mesmo perfil geológico do solo. No estudo foram avaliadas as propriedades de compactação e ISC do solo e de outras quatro misturas, três delas proposta pelo método empírico de estabilização granulométrica, onde foram adicionados percentuais gradativos de agregado britado ao solo (25% em massa), a quarta amostra foi composta através do método de Rochfuchs, utilizando como granulometria ideal a Curva de Talbot, resultando em 40% de solo e 60% de agregado britado. Os resultados de ISC apresentaram aumento na medida em que se adicionou material britado bem como elevada a energia de compactação. As misturas oriundas da Curva de Talbot e com 25% de solo e 75% de agregado foram as que apresentaram ISC superior a 80% nas energias do Proctor Intermediário e Modificado, justificando-se sua utilização para camada de base, segundo as normas vigentes para esse fim. Não foram realizados ensaios de deformabilidade.

Oliveira Jr.et al. (2018) compararam o comportamento de misturas de solo agregado utilizando agregados de origem natural (seixos) e agregado britado, onde os autores avaliaram o comportamento do solo in natura e de misturas com adição de 20%, 30% e 40% de seixo e agregado britado. Foi observado um ganho de suporte em média de 65% das misturas com seixo em relação ao solo natural e um aumento de 60% na resistência das amostras compostas com agregado britado, quando comparado com aquelas com agregado natural. Os autores destacam que os valores são satisfatórios para a uso das misturas como material de base ou de sub-base.

Norback (2018) estudou as propriedades de deformabilidade de três solos, uma brita e cinco misturas propostas a partir da combinação destes materiais, baseadas em normas brasileiras vigentes, visando enquadrá-las em faixas granulométricas utilizadas para camadas de base e sub-base. Os solos foram classificados pela metodologia MCT como LG', NA' e NG'. A autora realizou ensaios de M_R e D_P , verificando o acomodamento, com relação ao M_R . Destaca que os valores obtidos se enquadraram em faixas propostas na literatura. Com relação a D_P , os valores máximos foram da ordem de 4mm, porém em alguns casos não foi verificado o acomodamento do material após 150.000 ciclos de carga.

Na Tabela 2 são apresentados alguns valores encontrados na literatura sobre misturas de solo-agregado ou solo-brita. Cabe destacar que a maioria dos estudos caracterizaram as misturas em termos de resistência pela determinação do ISC, no entanto, estudos mais recentes como o

de Lima (2015) e Norback (2018) já apresentam resultados de deformabilidade, parâmetros estes necessários no dimensionamento mecânico-empírico de pavimentos asfálticos.

Tabela 2 - Valores de ISC, M_R e D_P encontrados na literatura para solo-agregado

| Autor | Materiais (%) | | Ensaio | | | Resultados |
|-----------------------|---------------|-------|--------|-------|-------|--|
| | Solo | Brita | ISC | M_R | D_P | |
| MOTTA (1991) | 70 | 30 | | | x | $D_P = 3,33\text{mm}$ |
| BEZERRA (2004) | 50 | 50 | | x | | $M_R = 207\text{MPa}$ |
| | 30 | 70 | | x | | $M_R = 236\text{MPa}$ |
| COUTO (2009) | 40 | 60 | x | | | ISC = 60% |
| BORRÉ (2013) | 60 | 40 | x | | | ISC = 25% |
| | 50 | 50 | x | | | ISC = 27% |
| | 40 | 60 | x | | | ISC = 15% |
| | 30 | 70 | x | | | ISC = 79% |
| LIMA (2015) | 75 | 25 | x | x | | ISC = 29% $M_R = 696\text{MPa}$ |
| | 50 | 50 | x | x | | ISC = 40% $M_R = 861\text{MPa}$ |
| | 25 | 75 | x | x | | ISC = 32% $M_R = 477\text{MPa}$ |
| | 75 | 25 | x | | | ISC = 52% |
| MARIA e BASTOS (2018) | 60 | 40 | x | | | ISC = 40% |
| | 50 | 50 | x | | | ISC = 87% |
| | 25 | 75 | x | | | ISC = 118% |
| | 45 | 55 | | x | x | $M_R = 173\text{MPa}$ $D_P = 4,14\text{mm}$ |
| NORBACK (2018) | 35 | 65 | | x | x | $M_R = 156\text{MPa}$ $D_P = 2,69\text{mm}$ |
| | 30 | 70 | | x | x | $M_R = 398\text{MPa}$ $D_P = 2,84\text{mm}$ |
| | 30 | 70 | | x | x | $M_R = 433\text{MPa}$ $D_P = 2,25\text{mm}$ |
| | 20 | 80 | | x | x | $M_R = 385\text{MPa}$ $D_P = 1,68\text{mm}$ |

Fonte: Autor

2.6. MECÂNICA DOS SOLOS NÃO SATURADOS

A Mecânica dos Solos clássica enfatiza muito a situação de solo em condições de saturação total com água, uma vez que em muitas obras de engenharia esse é o cenário mais crítico e que deverá ser contornado. Essa situação decorre dos primeiros estudos e técnicas em solos, oriundos de países de clima temperado, onde há o predomínio de solos saturados (poro pressão positiva), no entanto as teorias criadas para essa condição não são aplicáveis aos solos não saturados, presentes em regiões de clima tropical ou subtropical, incluindo o Brasil. Com isso foi criada a Mecânica dos Solos Não Saturados, que abrange todo e qualquer solo que se encontre acima do nível de água, onde a poro-pressão é, em geral, negativa.

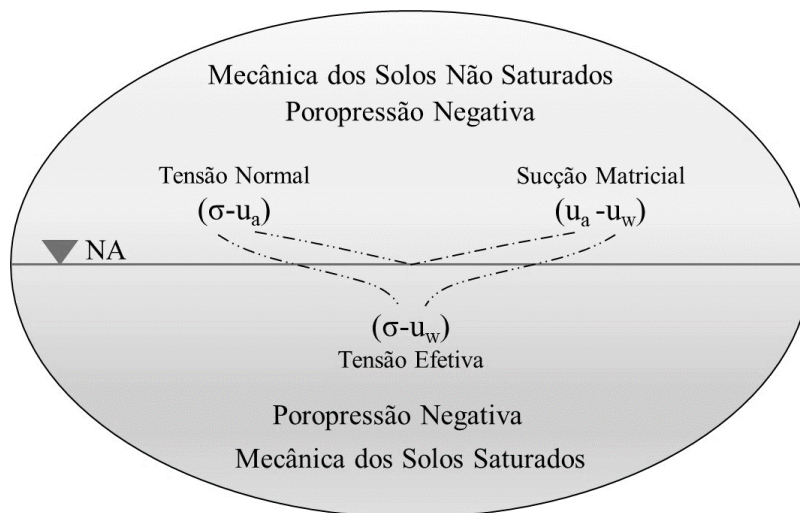
O que difere um solo saturado de outro em condição de parcial saturação é o número de fases presentes em determinada massa de solo, ou seja, quando o solo está 100% saturado, um corpo de prova apresenta apenas duas fases, água e partículas de solo, já nos solos não saturados podem ser observadas quatro fases: água, ar, solo e a membrana contrátil (interface ar-água). A quarta fase trata-se de uma membrana elástica situada na fronteira entre o ar e a água, ao longo dos vazios do solo. Na medida que a água evapora esta membrana “puxa” as partículas umas contra as outras, resultando muitas vezes no trincamento da camada de solo. O mecanismo responsável por este efeito membrana é a tensão superficial, onde alterações no estado de tensões nesta fase podem acarretar mudanças no teor de umidade, no volume e na resistência ao cisalhamento do material (FREDLUND et al., 2012).

Com o intuito de computar todas as fases, diversos autores propuseram equações tendo em vista a determinação da tensão efetiva de solos não saturados de forma análoga aos solos saturados. Na condição de não saturação os solos são melhores descritos em termos de duas variáveis do estado de tensão, a tensão normal líquida ($\sigma - u_a$) e a sucção mátrica ($u_a - u_w$). Nestas expressões, σ é a tensão normal total, u_a é a pressão de ar nos poros e u_w é a pressão de água nos vazios do solo (FREDLUND, 1995). A Figura 9 representa esta proposição, onde se observa que abaixo do nível da água a poropressão é positiva e os solos, normalmente, são considerados saturados, acima deste nível a poropressão é, em geral, negativa e os solos são ditos não saturados

O conhecimento da constituição e distribuição de cada uma dessas fases na estrutura do solo é fundamental para compreender o comportamento do mesmo, em termos de resistência ao cisalhamento, erodibilidade, deformabilidade, condutividade hidráulica, entre outros. Para Vargas (1985), os solos tropicais lateríticos e saprolíticos, cuja formação está intrinsicamente ligada ao processo de decomposição da rocha matriz, encontram-se frequentemente no estado

de não saturação, devido às características de alta permeabilidade e às condições climáticas severas as quais estão expostos.

Figura 9 - Visualização da mecânica dos solos saturados e não saturados



Fonte: Fredlund (1995).

Os solos e materiais granulares são empregados em obras de pavimentação de acordo com especificações de órgãos regulamentadores, onde normalmente são compactados em teor de umidade próximo ao teor de umidade ótima, tendo em vista a obtenção da máxima massa específica aparente seca, condição de maior estabilidade do material. Fredlund e Rahardjo (1993) comentam que, em geral, as estruturas de pavimentos situam-se acima do nível do lençol freático, bem como a maioria das estruturas projetadas em engenharia com solos compactados, o que representa, portanto, comportamento de solos não saturados.

Segundo Ceratti et al. (1996), a partir da determinação da curva característica¹ de um solo é possível relacionar o parâmetro sucção com propriedades mecânicas e de deformabilidade (resiliente e permanente), sendo possível prever a magnitude de variação destas propriedades em função de alterações ambientais (umidade). Desta forma, torna-se pertinente o estudo acerca das peculiaridades dos solos não saturados, tendo em vista a relação entre a sucção e as propriedades dos materiais compactados utilizados em estruturas de pavimentos.

¹ A curva característica de sucção de um solo é a relação entre a sucção e a quantidade de água no solo. Esta quantidade de água é geralmente colocada em termos de conteúdo de umidade gravimétrica, grau de saturação ou umidade volumétrica.

2.6.1. Sucção

Dentre todas as propriedades dos solos não saturados, a sucção possivelmente seja a que mais influência nas características mecânicas dos materiais empregados em estruturas de pavimentação. A sucção é um dos parâmetros mais importantes para se entender o comportamento dos solos não saturados, uma vez que a resistência e a deformabilidade destes são fortemente influenciadas pela pressão negativa de água intersticial. Marinho (1995) define de forma simples que sucção pode ser entendida como a energia com que um elemento poroso absorve água quando esta se encontra livre para se mover. Esta avidéz por água é função basicamente da mineralogia, densidade, estrutura e teor de umidade do solo.

A sucção total é definida pela soma de duas parcelas. A primeira delas é a sucção matricial ou mátrica, definida quantitativamente pela diferença entre poro-pressão de ar (u_a) e poro-pressão de água (u_w). Uma definição simples de sucção mátrica é a afinidade que o solo tem com a água na ausência de qualquer gradiente de teor de sal na mesma. A sucção mátrica é usualmente atribuída a fenômenos capilares e está fortemente relacionada com fatores geométricos como tamanho e forma do poro. Já sucção osmótica é definida segundo Ridley (1995) como a tensão adicional necessária para remover uma molécula de água, devido à presença de sais dissolvidos na fase água. A sucção osmótica varia de acordo com as condições químicas e térmicas do solo. Um solo granular e livre de sais não apresenta sucção osmótica, com isso a sucção total é igual a sucção matricial. As variações na sucção osmótica têm efeito sobre o comportamento mecânico do solo, entretanto, o efeito dessa variação não é tão significativo quanto o produzido por uma variação na sucção mátrica.

Para Ceratti et al. (1996), como os solos têm seus poros preenchidos parcialmente de água, devido às variações ambientais constantes nos países tropicais, a pressão de água nos mesmos será menor que a pressão atmosférica, portanto, negativa. A quantidade de energia ou sucção requerida para remover água de um solo depende do tamanho do poro e da tensão superficial entre as partículas de solo e as moléculas de água. Assumindo-se que a tensão superficial seja constante, a sucção requerida para remover a água dependerá apenas da estrutura do solo. Em alguns casos, a estrutura do solo constitui-se de arranjos irregulares de partículas de solo com diferentes tamanhos de poros. Nos solos argilosos, com poros menores, a sucção para iniciar a remoção d'água nos poros será maior que para os solos arenosos, com poros maiores.

O conceito de sucção aplicado aos problemas de pavimentação proporciona um melhor entendimento sobre a influência da umidade ao se correlacionar graus de saturação com níveis

de sucção. Com relação ao módulo de resiliência, este é sensível ao estado de tensões no interior da camada, que em solos não saturados, é governado pela sucção (CERATTI et al., 2004). Para Yang et al. (2005), a relação direta entre sucção e módulo de resiliência deve-se ao fato que altas sucções provocam uma compressão no solo, aumentando sua rigidez e, portanto, seu módulo de resiliência.

A influência da sucção na resistência ao cisalhamento e no comportamento deformacional de solos não saturados tem sido objeto de estudo de muitos pesquisadores como: Fredlund e Rahardjo (1993), Ridley (1995), Rodrigues (1997), Gehling et al. (1998), Werk (2000), Ceratti et al. (2004), Peraça (2007), Lopes (2017), Santos (2020), entre outros.

A determinação da sucção pode ser realizada de forma direta, onde a energia existente entre o poro e a água é medida diretamente, com uso de um sensor, por exemplo, ou métodos indiretos, com estimativas a partir de correlações com outras propriedades ou parâmetros do material, como o teor de umidade, entre outros. A opção por um dos métodos envolve a precisão, custo de equipamentos, complexidade de procedimentos e tempo para realização de ensaios. Dentre os vários métodos existentes para medida da sucção, Ridley (1995) apresenta cinco deles, relacionando a componente de sucção medida, o intervalo de aplicação e o tempo de equilíbrio requerido no ensaio, conforme apresentado na Tabela 3.

Nesta dissertação serão realizadas medidas de sucção matricial, utilizando a técnica do papel filtro, em corpos de prova oriundos dos ensaios de deformabilidade plástica e elástica. Essas medições têm por objetivo verificar a influência da sucção nas propriedades deformacionais das amostras de solo e as respectivas misturas do mesmo com agregado, nos teores ótimos de umidade de moldagem bem como nas variações propostas na pesquisa.

Tabela 3 - Métodos de medida de sucção

| Método | Componente de sucção | Intervalo de aplicação (kPa) | Tempo de equilíbrio |
|----------------------------|----------------------|------------------------------|---------------------|
| Psicrômetro | Total | 100 – 7.500 | minutos |
| Papel filtro (em contato) | Matricial | 30 – 30.000 | 7 dias |
| Papel filtro (sem contato) | Total | 400 – 30.000 | 7 a 14 dias |
| Placa de pressão | Matricial | 0 – 1500 | dias |
| Tensiômetro | Matricial | 0 - 100 | horas |

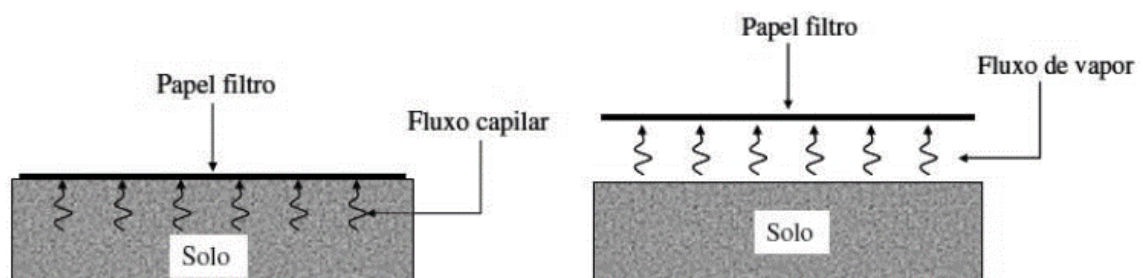
Fonte: Adaptado de Ridley (1995)

2.6.2. Método do Papel Filtro

A técnica do papel filtro é considerada uma medida indireta da sucção, no entanto tem se mostrado muito satisfatória, devido a simplicidade da técnica, o baixo custo e a possibilidade de medir sucção total ou mátrica. A normatização dos procedimentos pela ASTM D5298-16 e a divulgação dos mesmos por diversos autores, entre eles: Marinho (1995, 2006), Rodrigues (1997), Feuerharmel (2003), Feuerharmel (2007), Santos (2016), Lopes (2017) tem contribuído para profusão da técnica.

O método do papel filtro baseia-se no princípio de adsorção e equilíbrio existente quando um material poroso com deficiência de umidade é posto em contato com o papel filtro com umidade menor, com o intuito de alcançar o equilíbrio entre o potencial de umidade do papel filtro e o potencial de umidade do solo. O fluxo de água, no papel filtro pode ocorrer na forma de vapor ou capilar, conforme apresentado na Figura 10. O primeiro ocorre quando as moléculas de água têm que escapar da água contida no poro, vencendo as forças capilares do solo e eventualmente forças osmóticas que agem devido à presença de sais, nesse caso o papel filtro é colocado sem contato com a amostra e é medida a sucção total. O fluxo capilar ocorre com a interação entre o papel filtro e a água do poro, sem que ocorra descontinuidade no fluxo de água, pois o papel filtro é colocado em contato com a amostra, medindo-se assim a sucção matricial (FREDLUND e RAHARDJO, 1993; MARINHO, 1995; SANTOS NETO e CARVALHO, 1995).

Figura 10 - Tipos de fluxo entre o solo e o papel filtro



Fonte: Adaptado de Marinho (1995)

Para a medição da sucção matricial, o método consiste em colocar em contato uma amostra de solo com um pedaço de papel filtro. Uma vez colocado o papel filtro, a amostra é isolada do ambiente externo através de recipiente hermeticamente fechado e levada a câmara

úmida por um prazo mínimo de sete dias. Os resultados experimentais indicaram que o fluxo de água do solo para o papel ocorrerá durante esse prazo até atingir o equilíbrio (Fredlund e Rahardjo, 1993). Depois deste período determina-se a umidade do papel filtro. A sucção será conhecida através da curva de calibração do papel filtro utilizado, conforme a Tabela 4.

Tabela 4 - Curvas de calibração dos papéis Whatman nº42 e Schleicher & Schuell nº589

| Referência | Curva de calibração | |
|-----------------------------|------------------------------|-------------------|
| Whatman nº 42 | | |
| Chandler e Gutierrez (1986) | $\log f = 4,84 - 0,0622w_f$ | $w_f < 47\%$ |
| Chandler et al. (1992) | $\log f = 6,05 - 2,48w_f$ | $w_f \geq 47\%$ |
| Greacen et al. (1987) | $\log f = 5,327 - 0,0779w_f$ | $w_f < 45,3\%$ |
| ASTM (1994) | $\log f = 2,413 - 0,0135w_f$ | $w_f \geq 45,3\%$ |
| Schleicher & Schuell nº 589 | | |
| Al-Khafaf e Hanks (1974) | $\log f = 4,136 - 0,0337w_f$ | $w_f < 85\%$ |
| | $\log f = 2,0021 - 0,009w_f$ | $w_f \geq 85\%$ |
| McKeen (1982) | $\log f = 4,9 - 0,0624w_f$ | $w_f < 66\%$ |
| | $\log f = 1,25 - 0,0069w_f$ | $w_f \geq 66\%$ |
| Greacen et al. (1987) | $\log f = 5,056 - 0,0688w_f$ | $w_f < 54\%$ |
| ASTM (1994) | $\log f = 1,882 - 0,0102w_f$ | $w_f \geq 54\%$ |

f = sucção (kPa); wf = teor de umidade do papel filtro (%)

Fonte: Feuerharmel (2007)

O cuidado na execução do ensaio é de suma importância, uma vez que, devido a simplicidade do método, podem ocorrer resultados equivocados. Dentre os principais fatores relatados por autores, destacam-se o contato entre o papel filtro e a amostra de solo e o tempo de retirada do papel filtro para pesagem pré-secagem do mesmo após a estabilização da amostra. Recomenda que esse tempo de retirada e colocação em um recipiente adequado à pesagem seja de, no máximo, cinco segundos, tendo em vista que a perda de umidade é da ordem de 1,5% por minuto para uma umidade de aproximadamente 35% (MARINHO, 1995).

A medida eficiente da sucção depende do tipo de contato entre o papel filtro e o solo, do tempo deixado para equalização da sucção, da histerese entre as trajetórias de umedecimento e de secagem, da correta medida da umidade no papel filtro, do número de papéis filtro utilizados e da oscilação da temperatura (HOUSTON et al., 1994).

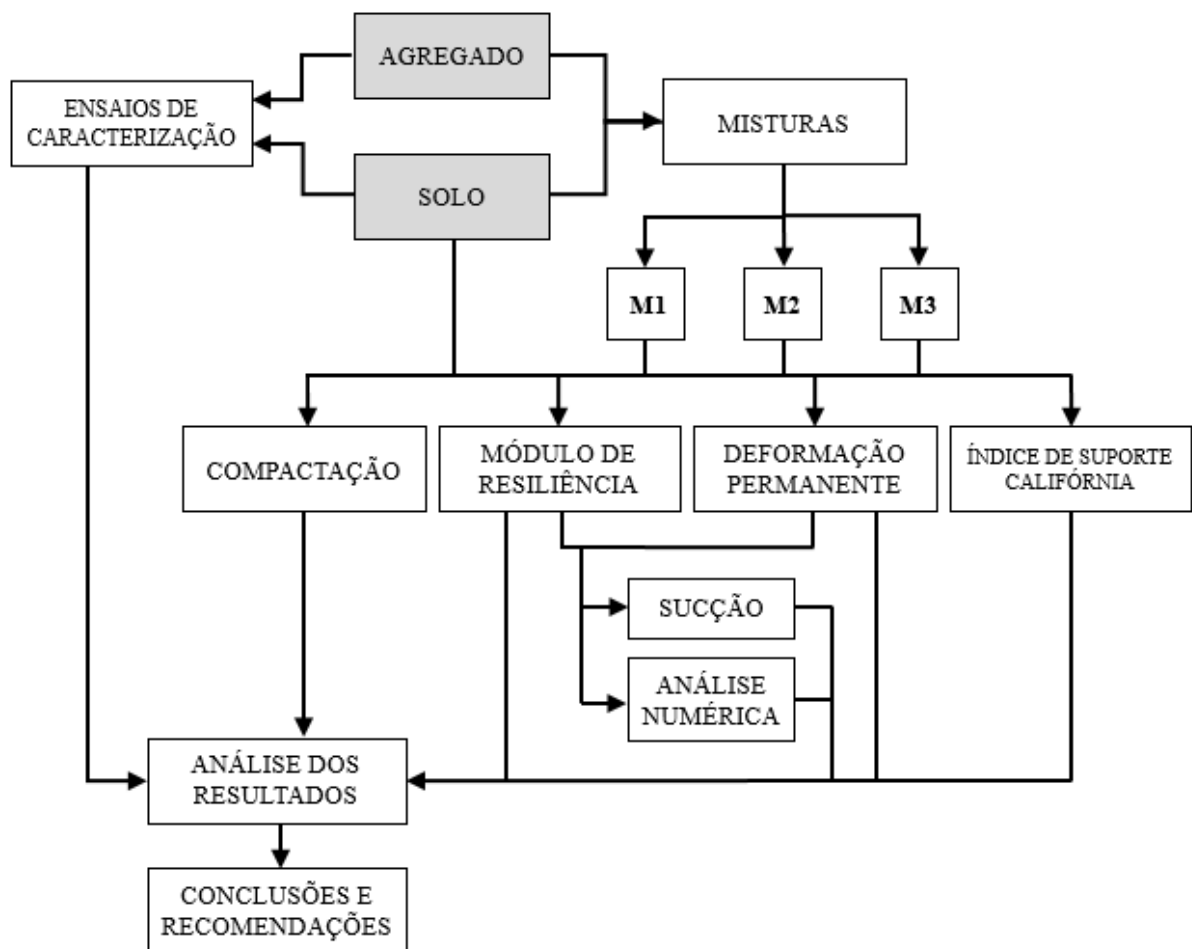
3. METODOLOGIA

Neste capítulo apresentam-se os materiais que serão utilizados na pesquisa, bem como a metodologia empregada na caracterização, classificação e determinação do comportamento mecânico dos materiais estudados.

3.1. PROGRAMA DE ATIVIDADES

A Figura 11 apresenta o desenho da pesquisa com a sequência de planejamento das atividades deste trabalho, buscando mostrar as etapas que foram necessárias para concretização do mesmo.

Figura 11 - Desenho da pesquisa



Fonte: Autor.

3.2. DEFINIÇÃO DAS JAZIDAS E COLETA DOS MATERIAIS

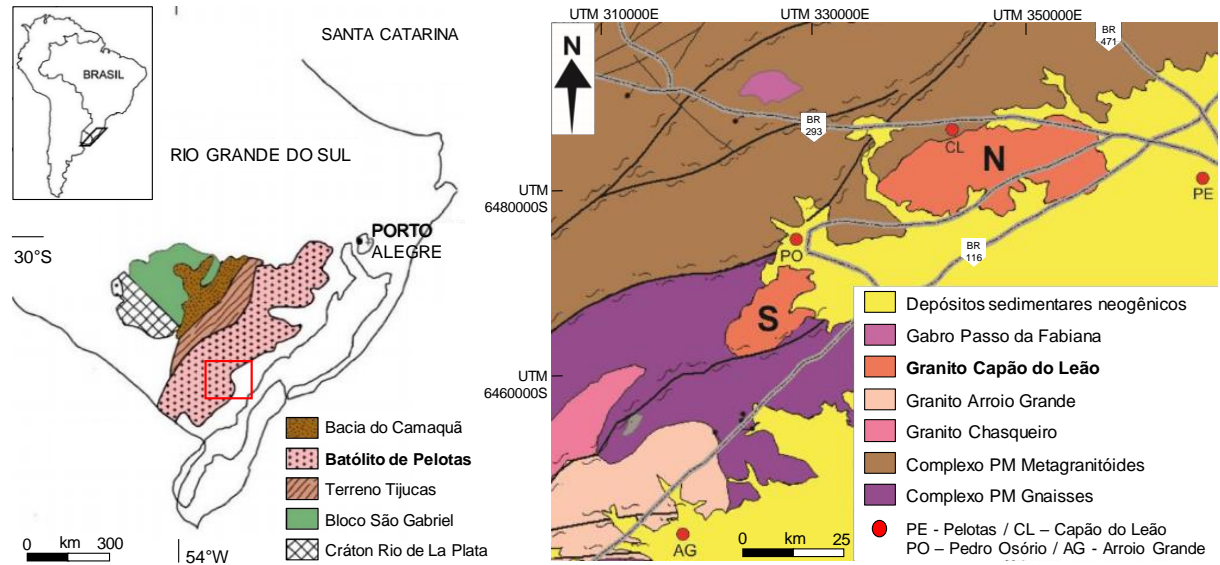
A porção meridional do estado do Rio Grande do Sul insere-se no segmento sul da Província Mantiqueira, correspondendo aos terrenos cristalinos do Escudo Sul-Rio-Grandense, onde, os terrenos são recobertos, a oeste e norte, pelas rochas sedimentares gonduânicas da Província Paraná e, a leste, pelos sedimentos cenozoicos que compõem a Província Costeira (Almeida et al., 1977). O escudo compreende associações de rochas metamórficas, ígneas e sedimentares, distribuídas num complexo arranjo tectono-estratigráfico, dividido em duas unidades geotectônicas, o Cráton de La Plata e o Cinturão Dom Feliciano.

O Cinturão Dom Feliciano corresponde a um complexo de rochas graníticas, no qual numerosos plútons se alojaram em distintos processos evolutivos. Apresenta cerca de 1.200km e extensão, sendo considerados os extremos sul e norte, em Punta del Este (Uruguai) e noroeste de Santa Catarina, respectivamente. No Rio Grande do Sul, o cinturão está estruturado em três domínios geotectônicos principais: ocidental, central e oriental, delimitados por descontinuidades geofísicas em escala continental. A porção ocidental é composta pela Bacia do Camaquã e pelo Bloco São Gabriel, a parte central pelo Terreno Tijucas e a porção oriental pelo Batólito de Pelotas, conforme apresentado na Figura 12.

De acordo com Fragozo César et al. (1986) rochas do domínio oriental se enquadram como um complexo plutônico, multi intrusivo, resultante de longa evolução, denominado Batólito Pelotas, formado por rochas granito-gnáissico-migmáticas. A Suíte Granítica Dom Feliciano é a suíte mais jovem do Cinturão Dom Feliciano onde, segundo Philipp et al. (2000), os corpos de prova dessa unidade intrudem todas as demais suítes do cinturão, há predomínio de sienogranitos, de composição bastante homogênea sem grandes variações estruturais e petrográficas. Quanto a coloração, são observados granitos rosados a castanho claro e esbranquiçados.

O Granito Capão do Leão está inserido na porção sudeste do domínio oriental do Cinturão Dom Feliciano, mapeado em dois corpos distintos, norte e sul (Figura 12) em contato com rochas do Complexo Pinheiro Machado, composto predominantemente por granodioritos, monzogranitos e dioritos, apresentando enclaves metamórficos subordinados. O corpo aflorante norte ocorre no município do Capão do Leão, já o corpo sul, no município de Pedro Osório, ambos apresentando composição predominantemente sienogranítica. O maciço apresenta forma elíptica, com orientação de seu eixo maior em W-E, cobrindo uma área com cerca de 200km² e com quase 20km de diâmetro. (Philipp et al. 2002). As jazidas utilizadas para coleta dos materiais empregados nesta pesquisa pertencem ao corpo norte do Granito Capão do Leão.

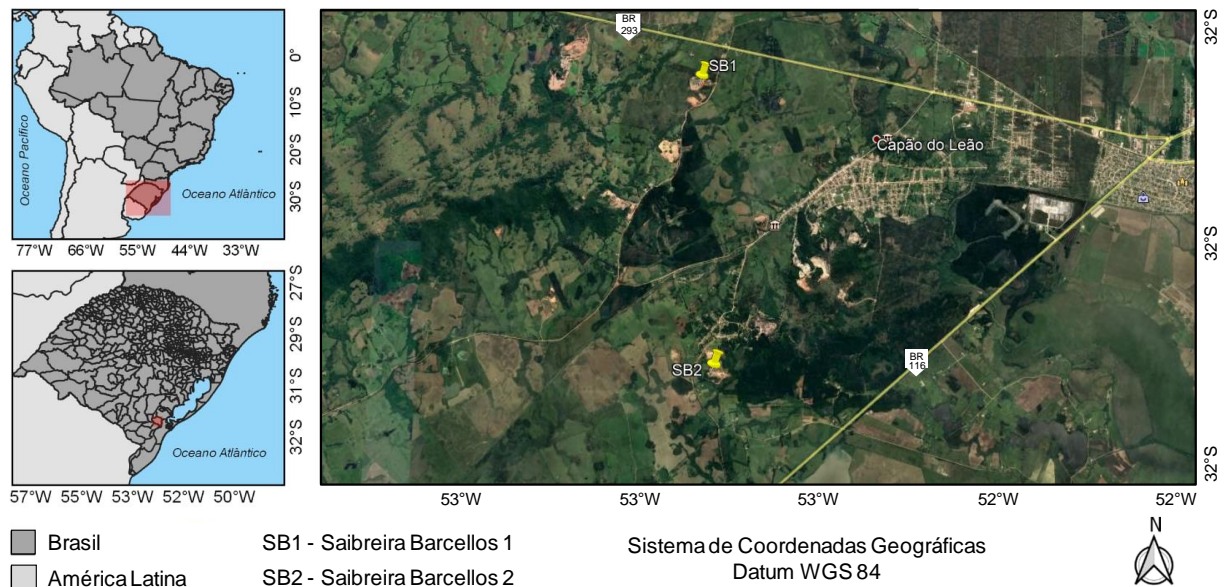
Figura 12 - Mapa geológico contendo a área de estudo



Fonte: Adaptado de Chemale Jr. (2000) e CPRM (2007)

Os materiais empregados nesta pesquisa são provenientes de jazidas localizadas no interior do município do Capão do Leão, entre as rodovias BR293 e BR116. O agregado é oriundo da jazida denominada Saibreira Barcellos 1, com coordenadas $31^{\circ}44'50''S$ e $52^{\circ}31'11''W$. O solo trata-se de um material pertencente ao horizonte C do perfil geológico local, coletado na jazida Saibreira Barcellos 2, situada no Cerro do Estado, com coordenadas $31^{\circ}47'39''S$ e $52^{\circ}31'08''W$. Na Figura 13 estão demarcados os pontos de coleta dos materiais.

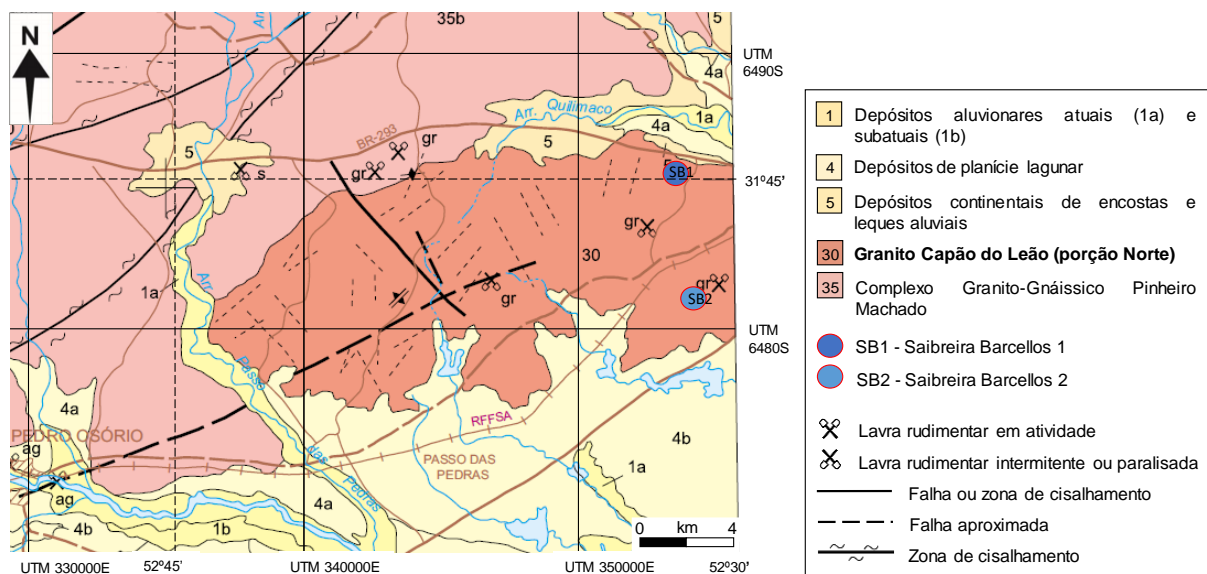
Figura 13 – Localização das jazidas empregadas na pesquisa



Fonte: Autor

Quanto a petrografia, o granito é descrito como uma rocha de coloração rosa-avermelhada, com textura hipidiomórfica equigranular de média a grossa, possuindo sua assembleia mineral essencialmente constituída por quartzo, feldspato alcalino e plagioclásio, ocorrendo como varietal a granada, biotita e o anfibrólíio, tendo ainda como minerais acessórios a apatita, titanita, zircão e opacos (Ramgrab e Wildner, 1999). Na Figura 14 é apresentado o mapa geológico com a localização das jazidas empregadas nesta pesquisa.

Figura 14 - Mapa geológico contendo as jazidas de solo e agregado



Fonte: Adaptado de Ramgrab e Wildner (1999)

De acordo com Silva (2016) o granito apresenta, por vezes, foliação magmática dada pelo alinhamento de cristais de feldspato potássico e enclaves máficos arredondados com dimensões de 2 a 15cm. Trata-se de uma rocha ácida, com afinidade geoquímica subalcalina, metaluminosa e fracamente peraluminosa, apresentando elevados teores de dióxido de silício, óxido de alumínio, teores de álcalis como superóxido de sódio e óxido de potássio e baixos teores de óxidos de cálcio, magnésio e manganês.

A extração do agregado ocorre após a remoção dos materiais constituintes dos horizontes superiores, dentre eles o horizonte C onde é obtido o solo também empregado nesta pesquisa. O processo de beneficiamento do maciço rochoso ocorre com a detonação do mesmo e posterior britagem primária dos blocos de rocha, onde não são realizados controles ou separação do material em pilhas ou frações granulométricas. Os fragmentos obtidos variam de pedras de mão até pó de pedra. Na Figura 15 são apresentados o maciço rochoso e o processo de britagem do agregado.

Figura 15 - Extração e britagem do agregado



(a) Maciço rochoso utilizado na produção de agregado; (b) processo de britagem; (c) material britado; (d) detalhe da dimensão das partículas do agregado britado e (e) agregado misturado com solo pronto para comercialização.

Fonte: Autor.

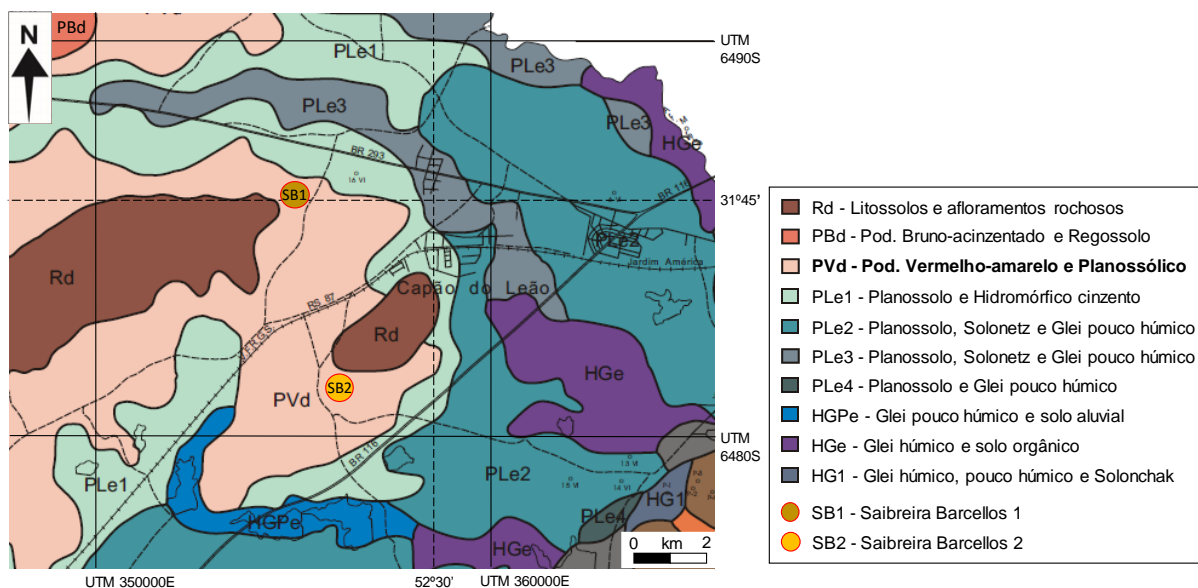
Atualmente a extração deste material ocorre principalmente para mistura com solo, buscando-se assim um melhoramento das propriedades mecânicas deste através da promoção de misturas solo-agregado, de modo a atender as demandas por materiais de empréstimo locais, para aplicação em obras de pavimentação. Outro fato a destacar é que a exploração do leito de rocha é motivada, além da qualidade do material, pela exaustão das jazidas de solo e da dificuldade e demora no licenciamento de novas jazidas, em locais com melhor desempenho mecânico.

O solo empregado nas misturas solo-agregado, objeto desta pesquisa, é oriundo da jazida Saibreira Barcellos 2, conforme mencionado. Trata-se de um material de alteração (saprólítico) que constitui o horizonte C do perfil geológico local, fruto do intemperismo de rochas graníticas expostas a superfície. O material é, também, denominado de saibro. Cabe destacar que anteriormente esse material era obtido na Saibreira Barcellos 1, porém como são solos pouco profundos, rapidamente ocorreu a exaustão da mesma, sendo necessário a abertura de nova jazida para obtenção do material.

O solo em questão trata-se de um Podzólico Vermelho-amarelo (Argissolo Vermelho-amarelo) distrófico Tb cascalhento A moderado, textura média/argilosa, associado a Solos Litólicos (Neossolos Litólicos) distróficos A moderado, textura média cascalhenta, substrato migmático, relevo ondulado e forte ondulado e afloramento de rocha. São forte a moderadamente ácidos, com baixa saturação por bases e baixa relação molecular ki, indicando argilas do tipo 1:1, como a caulinita (EMBRAPA, 2006). A Figura 16 apresenta o mapa pedológico com a demarcação das jazidas utilizadas.

São solos minerais, não hidromórficos, pouco profundos a profundos (50 a 200cm), caracterizados pela presença de um horizonte B textural de coloração vermelha. Sobre este normalmente se apresenta um horizonte A moderado, de cor clara, reflexo da perda de argila e materiais corantes para o horizonte B. Com relação a textura, apresentam inúmeras variações texturais (A/B): arenosa/média, arenosa/argilosa, média/argilosa ou mesmo textura argilosa no A e B, comumente apresentando cascalho ao longo do perfil.

Figura 16 – Mapa pedológico contendo as jazidas de solo e agregado



Fonte: Adaptado de Cunha e Silveira (1996)

Quando apresentam mudança textural abrupta (dobro de argila no B em relação ao A), recebem a denominação de Podzólico Vermelho-amarelo Abrúptico. Estas variedades são extremamente suscetíveis à erosão hídrica, devido ao fato de que a água, ao percolar de forma relativamente fácil no horizonte superficial, encontrando logo abaixo um horizonte naturalmente adensado, tem sua velocidade de infiltração drasticamente diminuída. Há assim,

uma rápida saturação dos poros no horizonte superficial, aumento da lâmina de água na superfície, com conseqüente aumento do escoamento superficial e dos riscos de erosão, normalmente nas áreas mais declivosas, onde estes solos ocorrem.

O solo é um material residual jovem, formado a partir de ações intempéricas, as quais são responsáveis por promover alterações químicas e físicas nas rochas graníticas, quando expostas a superfície. A alteração dessas rochas pode levar a formação de grandes blocos arredondados de granito, soltos na superfície dos terrenos, resultado da esfoliação esferoidal, formando estruturas concêntricas. Estes blocos de granito podem se espalhar por uma extensa área, formando no relevo um “mar de matacões”, denunciando a natureza do substrato rochoso no local. Na Figura 17 podem ser observados os blocos de granito encontrados durante as movimentações de terra na jazida, objetivando a extração do solo. Cabe destacar que nesta jazida também são promovidas misturas de solo-agregado, com agregado proveniente da Saibreira Barcellos 1, além da comercialização do solo natural.

Figura 17 - Jazida de extração do solo



(a) blocos de granito expostos na jazida; (b) área de extração do solo; (c) blocos removidos durante a extração do solo; (d) solo depositado no local e (e) agregado oriundo da Saibreira Barcellos 1 para composição de mistura solo-agregado.

Fonte: Autor.

3.3. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

Inicialmente foi realizada a coleta da amostra, na condição deformada, representativa do material em estudo, seguindo as diretrizes da norma ABNT NBR 6457/16 (Amostras de solo: preparação para ensaios de caracterização). Na sequência o material foi seco ao ar até atingir umidade próxima a higroscópica, onde foi pulverizado, suavemente, em função da friabilidade dos grãos, e acondicionado em sacos vedados. Por fim foram separadas porções de solo conforme o ensaio a ser realizado: análise granulométrica, peso específico real dos grãos, limites de Atterberg, classificação MCT, análise química e mineralogia.

3.3.1. Análise granulométrica e determinação dos limites de Atterberg

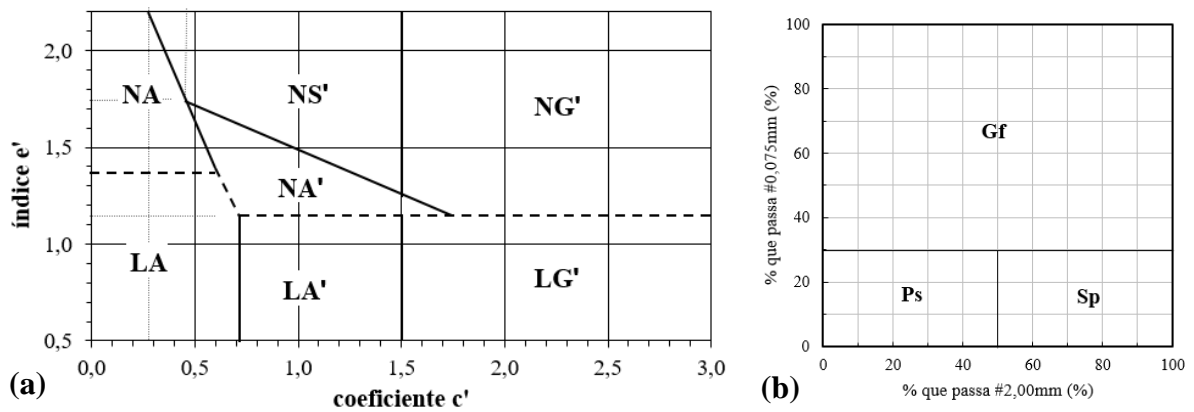
Para o ensaio de análise granulométrica por peneiramento e sedimentação utilizou-se a norma ABNT NBR 7181/16 (Solo – Análise Granulométrica). Os ensaios foram realizados em duas condições: com e sem defloculante. Juntamente com o ensaio de granulometria foi feita a determinação do peso específico real dos grãos, utilizando o método do picnômetro, conforme descrito na norma ABNT NBR 6458/16. A determinação dos limites de Atterberg foi de acordo com as normas ABNT NBR 6459/16 (Solo – Determinação do Limite de Liquidez) e a ABNT NBR 7180/16 (Solo – Determinação do Limite de Plasticidade). Com os resultados dos ensaios realizou-se a classificação do material através da ABNT NBR 6502/95 (rochas e solos) e dos sistemas tradicionais TBR/HRB-AASHTO e SUCS.

3.3.2. Classificação MCT e G-MCT

Os sistemas de classificação tradicionais (TBR/HRB-AASHTO e SUCS) utilizam parâmetros granulométricos e de plasticidade na caracterização dos solos, no entanto, como foram desenvolvidos para locais de clima temperado, muitas vezes não permitem prever com confiança o comportamento para materiais de clima tropical. Com isso, Nogami e Villibor (1995) desenvolveram o sistema de classificação MCT, baseado na obtenção de parâmetros e índices através de corpos de prova compactados em tamanho miniatura (5x10cm). A classificação MCT foi desenvolvida inicialmente para solos finos, com partículas menores que 2,0mm, porém Villibor e Alves (2017) fizeram um complemento na metodologia, possibilitando a classificação da fração grosseira, através da análise granulométrica do material.

A fração fina é classificada a partir dos ensaios de compactação Mini-MCV e de perda de massa por imersão, segundo as normas DNER-ME 258/1994 e DNER-ME 256/1994, respectivamente. São determinados os coeficientes c' através inclinação das curvas de deformabilidade², representando a argilosidade do material, o d' como o coeficiente angular, do ramo seco, das curvas de compactação para 12 golpes e o parâmetro P_i , que quantifica a desagregação do material compactado quando imerso. Com os valores de d' e P_i determina-se o índice e' que representa a laterização do solo. O coeficiente c' e o índice e' são os dados de entrada para classificação MCT da fração fina, através do ábaco da Figura 18(a).

Figura 18 - Ábacos de classificação (a) MCT e (b) G-MCT



(a) N: solos de comportamento não laterítico; L: solos de comportamento laterítico; NA: areias, areias siltosas e siltes; NA': areias siltosas e areias argilosas; NS': siltes, siltes arenosos e argilosos; NG': argilas, argilas arenosas e siltosas; LA: areia com pouca argila; LA': areias argilosas e argilas arenosas; LG: argilas e argilas arenosas. (b) Gf: granular fino; Ps: pedregulho com solo e Sp: solo com pedregulho.

Fonte: (a) Adaptado de Nogami e Villibor (1995) e (b) adaptado de Villibor e Alves (2017)

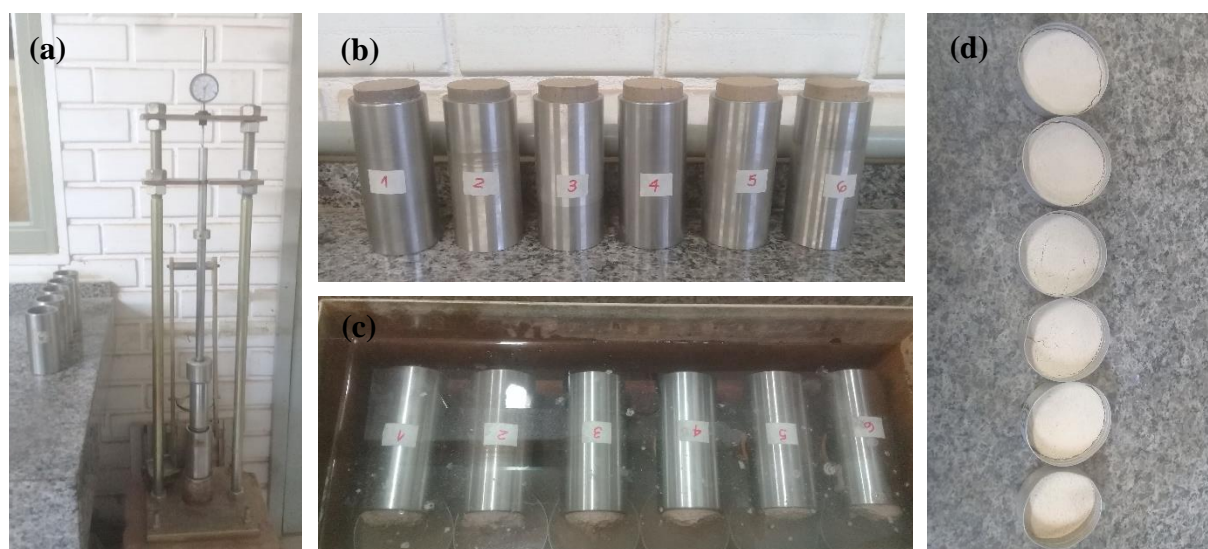
A preparação da amostra inicia com material passante integralmente na peneira de abertura igual a 2,0mm, posteriormente adicionado umidade a cada uma das amostras, com valores no entorno do teor de umidade ótima (energia do Proctor Normal). Para solos granulares é indicado um intervalo de umidade de 1,5% a 2% entre cada corpo de prova. As amostras são acondicionadas em recipientes devidamente vedados por um período de, no mínimo, 24h para que ocorra a homogeneização da umidade adicionada às mesmas. A compactação foi realizada em moldes metálicos próprios da Metodologia MCT, com número de golpes e critérios de parada previstos em norma do ensaio mini-MCV (DNER-ME 258/1994). Após encerrado o ensaio mini-MCV, os corpos de prova foram parcialmente extraídos dos moldes (em 1cm) e

²A curva de deformabilidade é a representação gráfica da variação de altura do corpo de prova na relação $An-4An$, na ordenada, para o número de golpes n (em escala log), na abcissa.

totalmente imersos em água, na posição horizontal, por um período de 20h, onde através da pesagem da porção desagregada é determinada a perda de massa por imersão (Pi), conforme previsto em norma (DNER-ME 256/1994). Na Figura 19 têm-se ilustrados alguns dos passos dos ensaios da fração fina.

Conforme comentado, Villibor e Alves (2017) propuseram a classificação G-MCT, ampliando possibilidades da Metodologia MCT para materiais mais grosseiros, com a simples incorporação de resultados de análise granulométrica. São determinados os tipos granulométricos da fração grosseira do solo (retido na peneira 2,0mm), enquadrando o material em uma das três classes propostas: Ps: Pedregulho com solo, Sp: Solo com pedregulho e Gf: Granular fino, conforme apresentado no ábaco da Figura 18(b).

Figura 19 – Ensaio para classificação MCT



(a) Equipamento de compactação Mini-MCV; (b) corpos de prova compactados com extração de 1cm; (c) ensaio de perda de massa por imersão; (d) material despendido após secagem em estufa.

Fonte: Autor

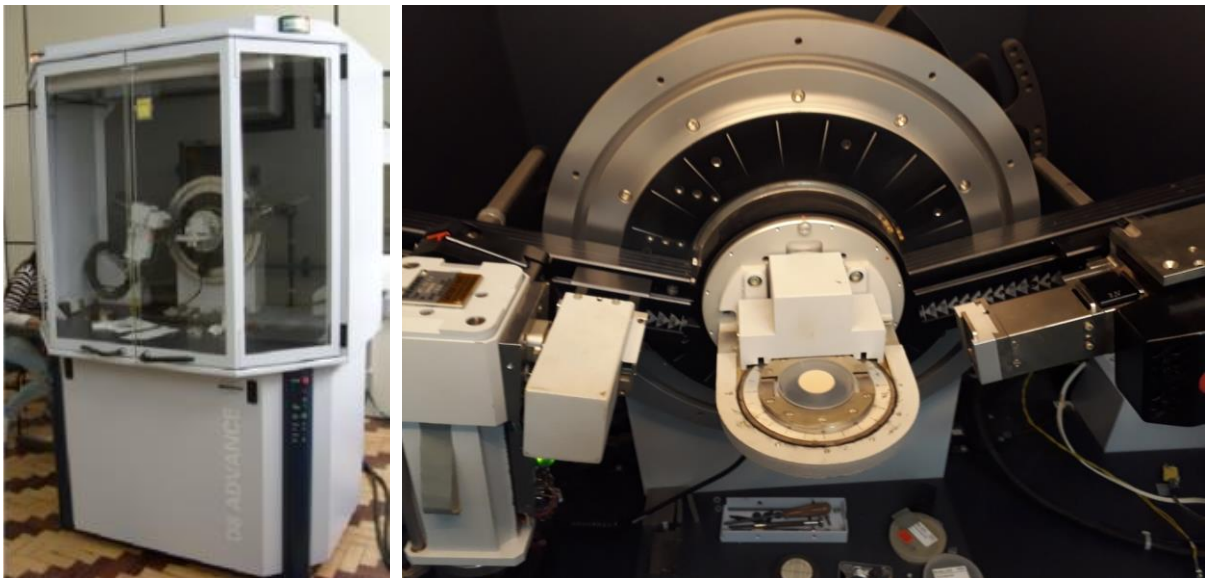
3.3.3. Análise química

Os ensaios de análise química foram realizados com o intuito de identificar o pH, capacidade de troca catiônica – CTC, a saturação de bases e teor de alumínio e outros cátions presentes no solo em estudo. Para o ensaio foram preparadas 200 gramas de solo seco, passante na peneira nº 10 (2,0mm), e conduzida ao Laboratório de Solos do Centro de Ciências Rurais da UFSM, responsável pela realização do ensaio e emissão do laudo.

3.3.4. Análise mineralógica

A determinação mineralógica do solo foi realizada no Laboratório de Magnetismo e Materiais Magnéticos (LMMM) da UFSM, através da técnica de difração de raios-X (DRX), que permite obter a caracterização mineralógica dos argilominerais e outros constituintes cristalinos presentes nas frações granulométricas mais finas do solo, como silte e argila. A preparação da amostra consistiu na pulverização do solo, utilizando almofariz. Na sequência foi realizado o peneiramento na malha nº200 (0,075mm) e do material passante foram tomados cerca de 50g, que foram conduzidas ao ensaio. Na Figura 20 têm se o equipamento e a amostra durante a análise.

Figura 20 – Ensaio de difração de raios-X



Fonte: Autor

As medidas de difração de raios-X foram realizadas utilizando um difratômetro *Bruker D8 Advance*. O equipamento é basicamente formado por um tubo de raios-X com alvo de cobre, um goniômetro na geometria Bragg-Brentano (θ - 2θ) para medida do ângulo dos raios-X incidentes e difratados e um detector *LinxEye* para medida da intensidade dos raios-X. O porta-amostras é fixo, possuindo um encaixe para colocação da amostra, enquanto o tubo e o detector são móveis e controlados por motores de passo. São utilizados filtros que absorvem o espectro contínuo e outras emissões de menor intensidade do cobre, de modo a selecionar apenas o comprimento de onda característico, $\lambda=1,54056\text{\AA}$. As medidas foram realizadas em uma faixa

de varredura de 20° a 70° (ângulo de 2Θ), com velocidade de 1°/minuto. Finalizado o ensaio, os dados obtidos foram analisados através do programa computacional *Highscore*, onde foram selecionados os possíveis minerais presentes no material de acordo com o contexto geológico e pedológico do qual o mesmo pertence.

3.4. CARACTERIZAÇÃO DO AGREGADO

A coleta do material foi realizada conforme procedimentos da norma ABNT NBR/NM26/01 (Agregados – amostragem: procedimentos), onde o mesmo foi acondicionado em sacos plásticos, devidamente fechados e conduzidos ao laboratório para realização dos seguintes ensaios de caracterização e classificação: determinação da composição granulométrica, da massa específica e absorção de água, do equivalente de areia, da sanidade, ensaios de resistência mecânica (resistência ao esmagamento, abrasão Los Angeles, Treton e carga pontual), índice de forma (paquímetro digital e crivos) e índice de lamelaridade (placa de lamelaridade e paquímetro calípter).

3.4.1. Análise granulométrica

A determinação da composição granulométrica do material britado foi realizada segundo preconizado na ABNT NBR NM 248/03. O material coletado foi devidamente umedecido antes do processo de quarteamento, onde foram obtidas duas amostras, com massa determinada em função do diâmetro máximo do agregado, na sequência a amostra foi submetida a secagem em estufa e ao processo de peneiramento, utilizando peneiras das séries normal e intermediária, com o intuito de obter uma curva granulométrica mais representativa dos fragmentos da amostra. Após o peneiramento, o material retido em cada peneira foi pesado e plotou-se um gráfico do diâmetro do material em função do percentual retido em cada peneira.

O material retido na peneira 3/4” foi re-britado em laboratório e novamente peneirado, esse procedimento foi realizado em função da limitação do diâmetro dos moldes de compactação utilizados na moldagem dos corpos de prova para os ensaios de resistência mecânica e de deformabilidade. A re-britagem da fração mais grossa foi realizada, também, em função da necessidade de grande quantidade de agregado, principalmente para composição das misturas que foram submetidas a ensaios de qualificação para uso em camadas de pavimento. Na Figura 21 são ilustradas as partículas do agregado provenientes da jazida e a comparação entre o material passante na peneira 3/4” antes e pós re-britagem.

O material proveniente da jazida, passante na peneira $\frac{3}{4}$ " foi denominado de BJ (britado na jazida), já o material proveniente da re-britagem, em laboratório da fração retida na peneira $\frac{3}{4}$ " foi designado como BL (britado em laboratório). Cabe salientar ainda que ambas as amostras foram submetidas aos ensaios de caracterização tendo em vista a avaliação das propriedades do mesmo, pós processo de re-britagem.

Figura 21 – Partículas de agregado provenientes da jazida e processo de britagem



(a) graduação do agregado proveniente da jazida; (b) material passante na peneira $\frac{3}{4}$ " oriundo da jazida - BJ
(c) agregado passante na peneira $\frac{3}{4}$ " re-britado em laboratório - BL.

Fonte: Autor

3.4.2. Massa específica e absorção nos agregados graúdos e miúdos

A massa específica do agregado compreende a relação entre a massa dos grãos do agregado e o volume que eles ocupam. A determinação da absorção de água visa analisar a quantidade de água absorvida pelo agregado, verificando o aumento de sua massa devido ao preenchimento de seus vazios permeáveis. Essa verificação é de grande importância tendo em vista que agregados porosos tendem a absorver uma maior quantidade de água, o que influencia no comportamento deste material quando empregado em camada de pavimento.

A determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção do agregado graúdo foi realizada de acordo com a norma NBR NM 53/2003. O procedimento de ensaio consiste em três determinações da massa da amostra em condições distintas de saturação, onde na primeira o material foi submetido a imersão por um período de $24h \pm 4h$, após foi realizada a secagem da superfície do mesmo com a utilização de um pano absorvente, de maneira a eliminar as películas visíveis de água, e determinou-se a massa do material nessa condição, saturado superfície seca. A segunda determinação ocorre com o material totalmente imerso,

com a utilização de uma balança hidrostática. Finalizando o processo, retira-se o material da água e coloca-se o mesmo em estufa, até a constância de massa, para obtenção da massa do agregado seco.

Com as Equações 22, 23 e 24 obtém-se a massa específica do agregado graúdo na condição seca (d), a massa específica aparente do agregado seco (d_a) e a absorção (A), respectivamente. Realizam-se no mínimo duas determinações para obtenção do resultado dos parâmetros através da média destes.

$$d = \frac{m}{m - m_a} \quad (22)$$

$$d_a = \frac{m}{m_s - m_a} \quad (23)$$

$$A = \frac{m_s - m}{m} \times 100 \quad (24)$$

Onde:

d : massa específica do agregado seco (g/cm^3);

d_a : massa específica aparente do agregado seco (g/cm^3);

A : absorção de água do agregado (%);

m : massa da amostra seca, ao ar (g);

m_a : massa, em água, da amostra (g);

m_s : massa, ao ar, da amostra na condição saturado superfície seca.

A determinação da massa específica e massa específica aparente do agregado miúdo foram realizadas conforme a norma ABNT NBR NM 53/2003. A diferença entre as duas determinações é que na massa específica não são considerados os vazios permeáveis do agregado e a massa específica aparente os considera. A referida norma classifica como agregado miúdo o material que passa integralmente na peneira de abertura 4,75mm e fica retido na peneira 0,075mm.

O ensaio foi realizado em duas etapas, a primeira é a preparação da amostra, onde a mesma deve estar na condição saturada superfície seca, obtida a partir da saturação da mesma por 24h e após secagem gradual até que se permita a compactação no interior de um molde tronco-cônico onde, após a remoção do molde, o material desmorone integralmente, não mantendo o formato cônico, neste momento encontra-se saturado superfície seca (m_s).

A segunda etapa consiste em separar a amostra inicial em duas partes e em coloca-las em um frasco normatizado preenchendo o mesmo com água até a marca de 500ml, agitando o mesmo de forma a eliminar possíveis bolhas de ar, após completou-se o frasco até a marca de 500cm³ e determinou-se a massa do conjunto (m₂). Por fim o agregado contido no frasco foi seco em estufa até constância de massa (m). As Equações 25, 26 e 27 permitem calcular a massa específica do agregado seco (d₁), a massa específica do agregado saturado superfície seca (d₂) e a massa específica (d₃), respectivamente.

$$d_1 = \frac{m}{V - V_a} \quad (25)$$

$$d_2 = \frac{m_s}{V - V_a} \quad (26)$$

$$d_3 = \frac{m}{(V - V_a) - \frac{m_s - m}{\rho_a}} \times 100 \quad (27)$$

$$V_a = \frac{m_2 - m_1}{\rho_a} \quad (28)$$

Onde:

d₁: massa específica aparente do agregado seco (g/cm³);

d₂: massa específica do agregado saturado superfície seca (g/cm³);

d₃: massa específica do agregado (g/cm³);

m: massa da amostra seca, em estufa (g);

m_s: massa, ao ar, da amostra na condição saturado superfície seca;

V: volume do frasco (cm³);

V_a: volume de água adicionado no frasco, conforme equação 28 (cm³);

m₁: massa do conjunto (frasco + agregado) (g);

m₂: massa total (frasco + agregado + água) (g);

ρ_a: massa específica da água (g/cm³).

3.4.3. Equivalente de areia

O ensaio tem por objetivo determinar a proporção relativa de materiais do tipo argila ou pó em amostras de agregado miúdo, ou seja, identificação de finos plásticos. Tem sua importância principalmente quando da utilização de agregados naturais tendo em vista que estes

contêm materiais que podem torná-los impróprios para utilização em misturas asfálticas ou constituição de camada de base. A metodologia de ensaio é descrita nas normas NBR 12052/92 e DNER-ME 054/97.

As amostras utilizadas no ensaio foram integralmente passantes na peneira 4,8mm, onde foi utilizada uma quantidade padrão, de aproximadamente 110g, colocada em proveta contendo uma solução de cloreto de cálcio-glicerina-formaldeído e mantido o conjunto em repouso por 20 minutos. Na sequência, agitou-se o conjunto por 30 segundos e completou-se a proveta com solução até o limite superior demarcado na mesma, ficando o conjunto em repouso por mais 20 minutos. Após determinou-se a altura de material floculado em suspensão e a altura de agregado depositado no fundo da proveta, por sedimentação. O equivalente de areia foi determinado pela Equação 29. A Figura 22 apresenta alguns dos passos empregado na realização do ensaio.

$$EA = \frac{h_2}{h_1} \times 100 \quad (29)$$

Onde:

EA: equivalente de areia (%);

h_1 : altura do material floculado em suspensão (mm);

h_2 : altura do agregado depositado por sedimentação (mm).

Figura 22 – Ensaio equivalente de areia



(a) amostra seca, preparada para ensaio (110g); (b) inserção do material no interior da proveta; (c) provetas pós agitação, complementadas até o nível superior, aguardando transcorrer o tempo para leitura; (d) leitura do agregado depositado por sedimentação.

3.4.4. Índice de forma e lamelaridade

Para determinação dos parâmetros de forma e lamelaridade foram realizados quatro ensaios, dois deles referentes ao índice de forma, segundo as normas NBR 7809/08 – método do paquímetro digital e DNER-ME 86/94 – método dos crivos redutores. A determinação da lamelaridade foi realizada seguindo as normas DAER-EL 108/01 – índice de lamelaridade e ASTM D 4791/15 – paquímetro calípter. Na Figura 23 são apresentados os ensaios.

O método do paquímetro digital considera duas dimensões da partícula do agregado, criando uma correlação entre a maior e a menor dimensão do agregado (comprimento e altura), onde esta varia de 0 a 3, quanto mais próxima de 1 for a correlação maior a cubicidade do agregado. Utilizou-se para o ensaio 200 partículas de agregado, distribuídas de maneira proporcional a composição granulométrica de cada material. A Equação 30 apresenta o cálculo do índice de forma pelo método do paquímetro digital.

No método dos crivos redutores determina-se a variação dos eixos multidirecionais das partículas que compõem o agregado através de crivos redutores circulares e retangulares. Inicialmente foi realizado a análise granulométrica por peneiramento do material, conforme apresentado no item 3.4.1, após foi verificado na norma DNER ME 86/94 a graduação no qual o material se enquadrava e, de acordo com a mesma foram selecionadas as frações, através do peneiramento do material nos crivos circulares, em quantidades estabelecidas na referida norma. As frações separadas nos crivos circulares foram submetidas ao crivo redutor I, com abertura igual à metade do tamanho da diretriz correspondente, indicada em norma, onde para o material retido no referido crivo foi determinada a massa. O material passante no crivo I foi submetido ao crivo redutor II, com abertura igual a 1/3 do tamanho diretriz da fração, determinado na norma do ensaio. Por fim anotou-se a massa do material retido neste segundo crivo e realizou-se a determinação do índice de forma conforme a Equação 31. O procedimento de ensaio foi repetido para cada fração obtida através do crivo circular. O índice varia de 0 a 1, onde quanto mais próximo de 1 maior a cubicidade.

$$IF = \left(\frac{C}{\frac{e}{N_i}} \right) \quad (30)$$

$$IF = \frac{P_1 + 0,5P_2}{100N} \quad (31)$$

Onde:

IF: índice de forma;

N_i : número de grãos medidos na fração i ;

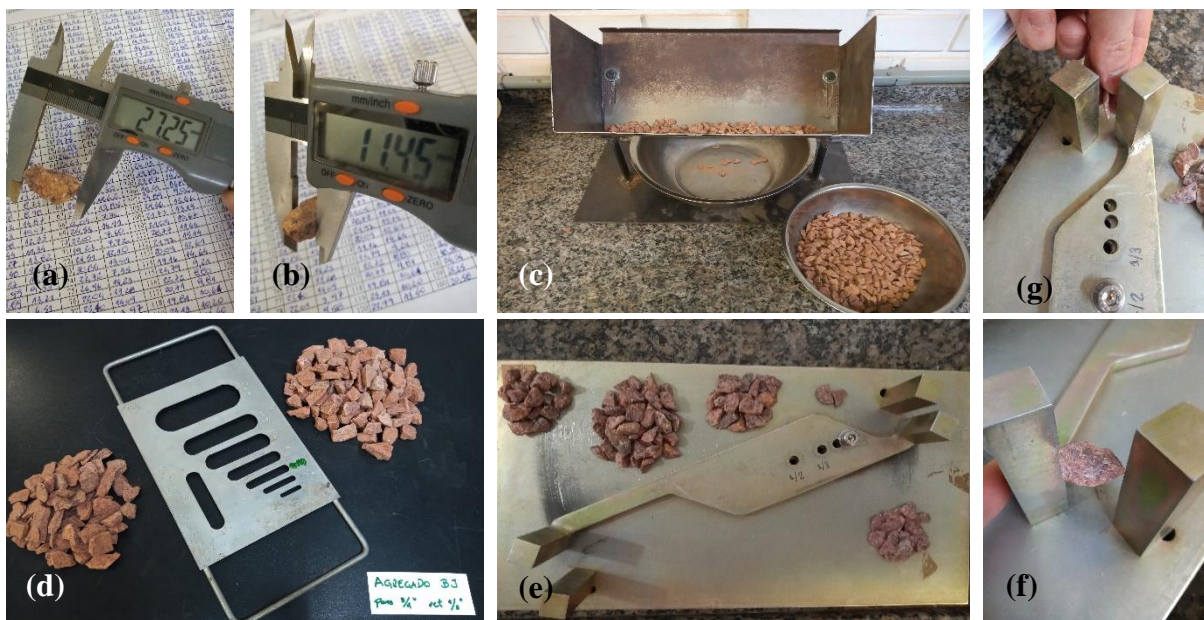
P_1 : soma das percentagens retidas no Crivo I, de todas as frações;

P_2 : soma das percentagens retidas no Crivo II, de todas as frações;

N : número de frações que compõem a graduação.

O ensaio de determinação da lamelaridade foi realizado segundo a norma estadual do DAER/RS-EL 108/01, onde se utilizou as mesmas partículas do ensaio do índice de forma pelo método do paquímetro digital (200 unidades de cada fração). Este ensaio compreende na tentativa de passar cada uma das partículas do agregado, conforme a fração granulométrica, por uma placa de lamelaridade normatizada, onde as partículas passantes são consideradas lamelares. O índice de lamelaridade é obtido pela razão entre a massa das partículas passantes na placa e a massa total da amostra, em porcentagem.

Figura 23 – Ensaio de forma e lamelaridade



(a) medida de comprimento no paquímetro digital (b) medida de espessura no paquímetro digital; (c) ensaio de crivos redutores; (d) placa de lamelaridade; (e) paquímetro calíper; (f) medida de comprimento no paquímetro calíper e (g) medida de espessura no paquímetro calíper.

Fonte: Autor

O ensaio do paquímetro calípter, tem por objetivo a determinação percentual das partículas achatadas, alongadas e achatadas/alongadas. O ensaio foi realizado segundo os procedimentos constantes na norma ASTM D 4791/15 que aborda sobre a determinação de partículas planas e alongadas (lamelares). No paquímetro, o parafuso pode ser ajustado para identificação de partículas com relações entre a maior e a menor dimensão de 2:1, 3:1, 4:1 ou 5:1. Posiciona-se a maior abertura igual à largura da partícula, caso seja possível a inserção da partícula na sua dimensão de espessura na menor abertura do paquímetro, a partícula será considerada lamelar. A porcentagem de partículas planas e achatadas foi calculada por contagem e massa, utilizando fragmentos passantes na peneira 19mm, britados em jazida e em laboratório, retidos nas frações 12,5mm e 9,5mm na relação 5:1.

Os limites aceitáveis relativos ao índice de forma e lamelaridade de agregados quando da utilização para composição de misturas com solo estão apresentados na Tabela 1. Cabe destacar que relacionado o índice de forma, obtido através do ensaio do paquímetro digital, as normas DER-P00/003/2006 e DER/P00/006/2006 estabelecem $IF > 0,5$. Quanto a lamelaridade apenas a norma DER/PR-ES-P09/2005 estabelece o valor mínimo de 20%.

3.4.5. Resistência mecânica

Com o objetivo de verificar os parâmetros de resistência mecânica, foram realizados quatro diferentes ensaios laboratoriais, que determinam parâmetros associados a ação de diferentes esforços mecânicos incidentes nas amostras, são eles: resistência ao esmagamento, abrasão Los Angeles, Treton e carga pontual.

O ensaio de resistência ao esmagamento tem por objetivo avaliar o desgaste do material frente ao atrito interno gerado por esforços de compressão, simulando a ação de rolos compactadores ou até mesmo a própria ação do tráfego sobre o material. O ensaio foi realizado conforme a norma DNER-ME 197/97 e consiste em compactar o agregado, passante na peneira de malha 12,5mm e retido na de 9,5mm, no interior de um cilindro de aço rígido, de dimensões preconizadas em norma (15,4cm de diâmetro, 14cm de altura e 1,5cm de espessura), utilizando uma haste de socamento, com aplicação de 25 golpes por camada, em três camadas. Na sequência o conjunto foi submetido a ação de uma carga centralizada, de 400kN, com carregamento uniforme à razão de 40 ± 5 kN por minuto, na sequência realizou-se o peneiramento do material, na peneira de malha 2,4mm, e por fim a determinação da massa retida na peneira. Na Figura 24 são apresentadas as etapas do ensaio. A resistência ao esmagamento foi obtida a partir da média de duas determinações, segundo a Equação 32.

$$R = \frac{M_i - M_f}{M_i} \times 100 \quad (32)$$

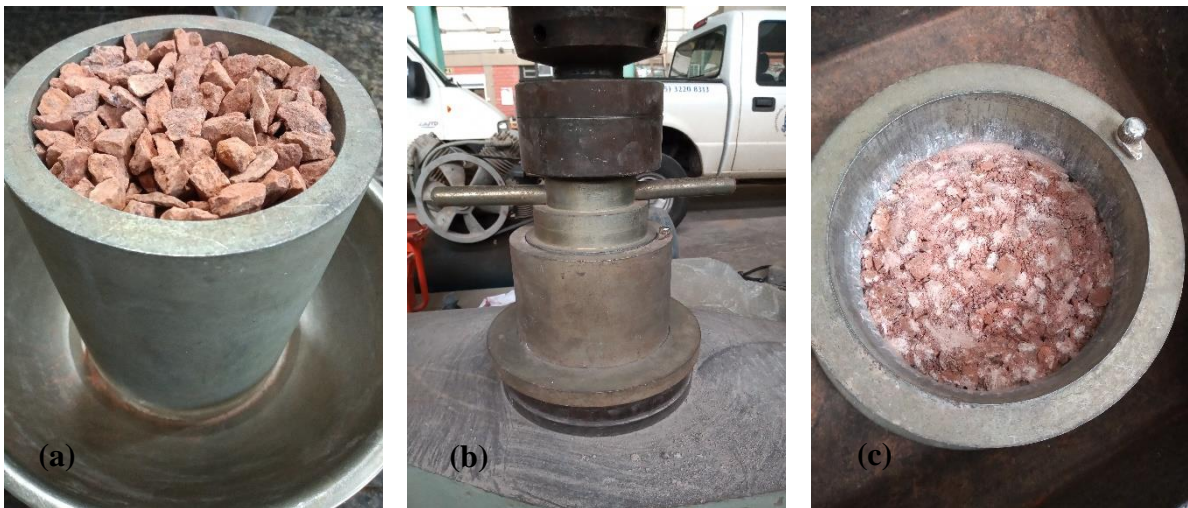
Onde:

R: resistência ao esmagamento (%);

M_i : massa da amostra, seca, antes do ensaio (g);

M_f : massa final do material retido na peneira 2,4mm (g).

Figura 24 – Ensaio de esmagamento



(a) material acomodado no interior do cilindro; (b) aplicação do carregamento; (c) material após ação do carregamento.

Fonte: Autor

O ensaio de abrasão Los Angeles foi realizado segundo a norma NBR-NM 51/01 e tem por objetivo verificar o desgaste físico sofrido pelo agregado quando submetido a cargas abrasivas através do atrito entre os agregados e com as paredes do tambor, bem como através do choque entre agregados e com as esferas metálicas introduzidas no tambor. A amostragem de ensaio, a carga abrasiva e o número de rotações do tambor são definidos conforme a faixa granulométrica predominante na amostra (faixas de A a F). Com a amostra definida e devidamente preparada, o material é introduzido no tambor, com a carga abrasiva, e promovidas as rotações especificadas, com uma velocidade entre 30 e 33 rotações por minuto. Posteriormente o material é retirado do tambor, submetido ao peneiramento e posterior lavagem e secagem, sendo determinado a perda por abrasão com a Equação 33. Para a determinação da

perda por abrasão foi utilizada a faixa B, em função do material ser passante na peneira $\frac{3}{4}$ ", com carga abrasiva de 11 esferas e 500 rotações

$$P = \frac{m - m_1}{m} \times 100 \quad (33)$$

Onde:

P: perda por abrasão (%);

m: massa da amostra seca (g);

m_1 : massa do material retido na peneira com abertura de malha de 1,7 mm (g).

Este é um dos poucos ensaios onde as normativas referentes à estabilização granulométrica de solo e agregado fazem inferência a valores máximos, neste caso o limite de desgaste varia entre 40 e 55% conforme camada (base, sub-base ou reforço de subleito).

O ensaio Treton tem por objetivo avaliar a resistência do agregado ao impacto, ou seja, a tenacidade. Foi realizado conforme a norma DNER ME 399/99, onde a amostra a ser ensaiada deve apresentar de 15 a 20 partículas de agregado passantes na peneira 19mm e retidos na 16mm, de forma que a massa dessas partículas seja aproximadamente 50 vezes maior do que a massa específica desta fração de agregado. O material deve apresentar forma cúbica, bem angular e de tamanhos similares.

O ensaio foi realizado com um número de partículas variando entre 17 e 20 unidades, conforme formato e graduação especificadas em norma, consistindo na colocação destas partículas no interior de um cilindro oco, onde com um martelo maciço foram disparados 10 golpes em queda livre sobre a amostra, de uma altura de 39,37cm, conforme Figura 25. Na sequência as partículas foram peneiradas e o material retido na peneira 1,7mm pesado. O resultado da perda ao choque Treton foi obtido através da Equação 34, a partir da média de três determinações.

$$T = \frac{M_1 - M_r}{M_1} \times 100 \quad (34)$$

Onde:

T: perda ao choque (Treton) (%);

M_1 : massa original da amostra (g);

M_r : massa do material retido na peneira com abertura de malha de 1,7 mm (g).

Figura 25 – Ensaio de Treton



(a) partículas posicionadas antes do choque; (b) material após ação dos 10 golpes; (c) material após peneiramento na abertura 1,7mm.

Fonte: Autor

O ensaio de resistência à carga pontual é um parâmetro de entrada para algumas aplicações, como em classificações geomecânicas e na estimativa da resistência à compressão uniaxial, e é regido pela norma ISRM 1985. Devido à impossibilidade de obtenção de corpos de prova regulares, o ensaio foi realizado com corpos de prova irregulares (pedras de mão), no entanto, para tal, foi realizado um processo de verificação dimensional, conforme apresentado na Figura 26.

O ensaio consiste em carregar axialmente 20 fragmentos de rocha, sendo 10 destes na condição natural e 10 saturados por um período de 72h. O processo de ruptura é realizado por meio de dois cones metálicos que promovem fraturas paralelas ao eixo de carregamento. Os parâmetros de verificação dimensional bem como o cálculo do índice de resistência são obtidos através das Equações 35, 36 e 37. A Tabela 5 apresenta as classificações quanto a resistência à compressão puntiforme, de amostras secas, propostas por Bieniawski (1984) e Deere (1966).

$$(D_e)^2 = \frac{4WD}{\pi} \quad (35)$$

$$F = \left(\frac{D_e}{50}\right)^{0,45} \quad (36)$$

$$I_{S(50)} = \frac{FP}{(D_e)^2} \quad (37)$$

Onde:

D_e : diâmetro equivalente (mm);

F: fator de correção de tamanho (mm);

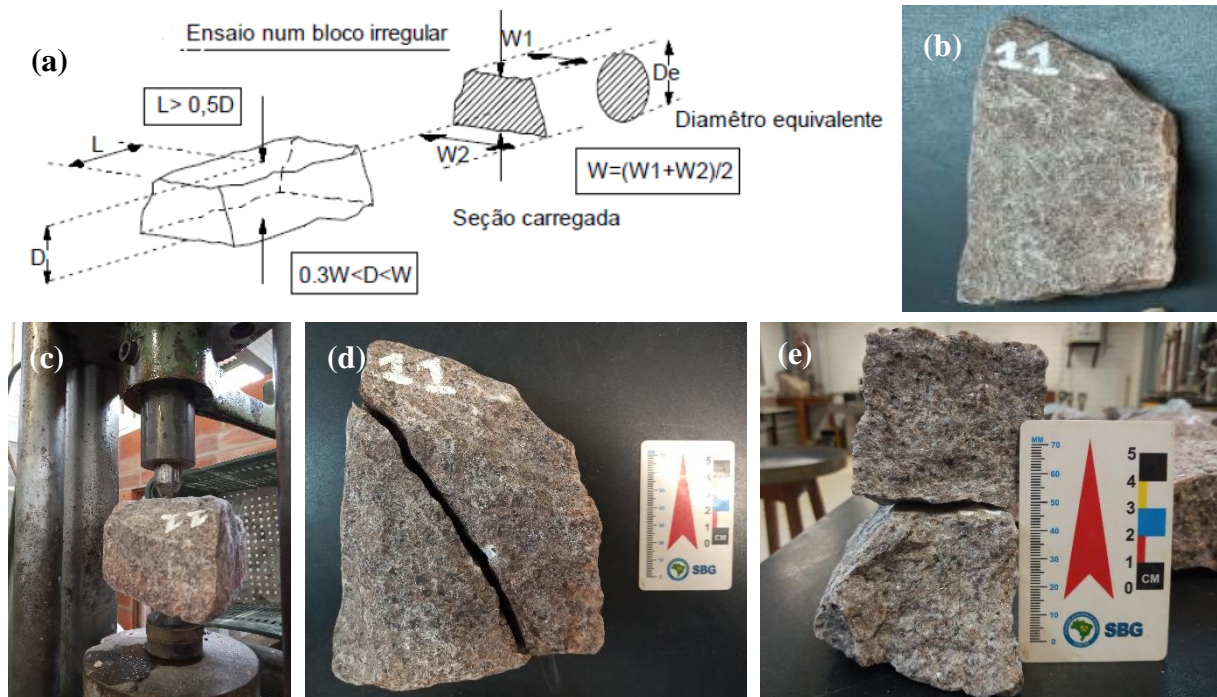
W: largura do corpo de prova (mm);

D: altura do corpo de prova (mm).

P: carga de ruptura (N);

$I_{S(50)}$: índice de resistência corrigido (MPa).

Figura 26 – Verificação dimensional em bloco irregular e ensaio de carga puntiforme



(a) verificação dimensional do bloco irregular; (b) bloco apto ao ensaio de carga puntiforme; (c) aplicação do carregamento; (d) bloco rompido após ensaio; (e) parte interna do bloco pós ruptura.

Fonte: (a) Adaptado de ISRM 1985 e Autor.

Tabela 5 – Classificação para compressão puntiforme de amostras secas

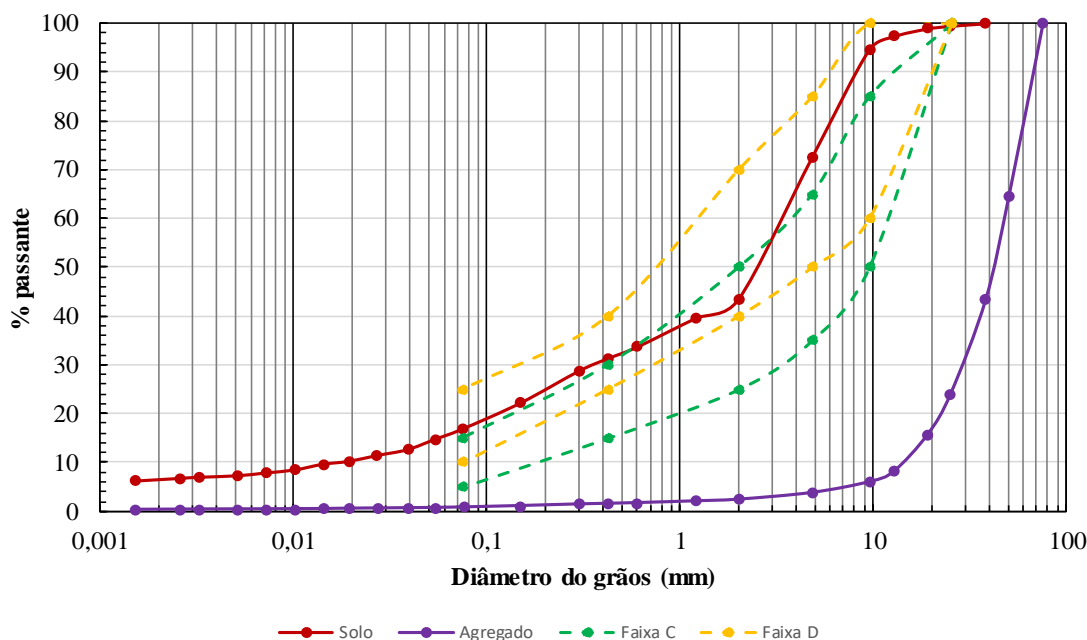
| Autor | Ext. alto | Alto | Médio | Baixo | Ext. baixo |
|-------------------|----------------------|--------------------------|---------------------------|------------------------------|------------------------|
| Bieniawski (1984) | $I_s > 8\text{MPa}$ | $4 < I_s < 8\text{MPa}$ | $2 < I_s < 4\text{MPa}$ | $1 < I_s < 2\text{MPa}$ | $I_s < 1\text{MPa}$ |
| Deere (1966) | $I_s > 10\text{MPa}$ | $5 < I_s < 10\text{MPa}$ | $2,5 < I_s < 5\text{MPa}$ | $1,25 < I_s < 2,5\text{MPa}$ | $I_s < 1,25\text{MPa}$ |

Fonte: Palmstrom (1995).

3.5. CARACTERIZAÇÃO DAS MISTURAS

A definição das misturas que foram trabalhadas nesta pesquisa ocorreu inicialmente com a determinação da composição granulométrica dos materiais constituintes, o solo e o agregado pétreo britado na jazida, conforme pode ser observado na Figura 27. Nas curvas granulométricas é possível observar que o saibro fino apresenta mais de 50% de partículas retidas na peneira nº10, no entanto, esse material é extremamente friável pelo grau de intemperismo das partículas, ocorrendo a quebra de grãos durante o próprio ensaio de granulometria. O agregado por sua vez, apresenta uma granulometria mais grossa, onde grande parte do material é retido na peneira de 1” de abertura. Com isso faz-se necessário uma nova britagem destas partículas maiores, tendo em vista a limitação dos moldes que foram utilizados na determinação das propriedades de compactação, resistência mecânica e deformabilidade.

Figura 27 - Curvas granulométricas dos materiais utilizados na pesquisa frente à faixas granulométricas de normas rodoviárias.



Fonte: Autor.

Na Figura 27 foram incluídas as faixas C e D constantes nas normas DNER-ES 303/97 e DNIT 141/10 ES (base estabilizada granulometricamente), as quais apresentam os mesmos intervalos de classificação e designação de faixas constantes nas normas estaduais do DER/PR ES-P07-05 (camada estabilizada granulometricamente) e do DER/SP-ET-DE-P-00/006A (sub-

base ou base de solo-brita), denominada neste caso de faixa II e faixa III respectivamente. Nota-se que o solo se enquadra na faixa D, muito próximo ao limite superior da faixa C, no caso do agregado, não foi verificado seu enquadramento em nenhuma das faixas constantes nas normativas supracitadas.

As misturas foram propostas com a finalidade de avaliar o desempenho dos materiais combinados frente aos tipos granulométricos propostos por Yoder e Witzack (1975), sendo que a primeira mistura, denominada M1, apresenta um percentual mais expressivo de finos, fazendo com que os agregados “flutuem” na massa de solo, não ocorrendo intertravamento, a M2 apresenta uma proporção considerada ideal entre solo e agregado, e a última, M3, possui carência de material fino, onde é promovido o intertravamento entre as partículas de agregado, no entanto apresentando vazios significativos.

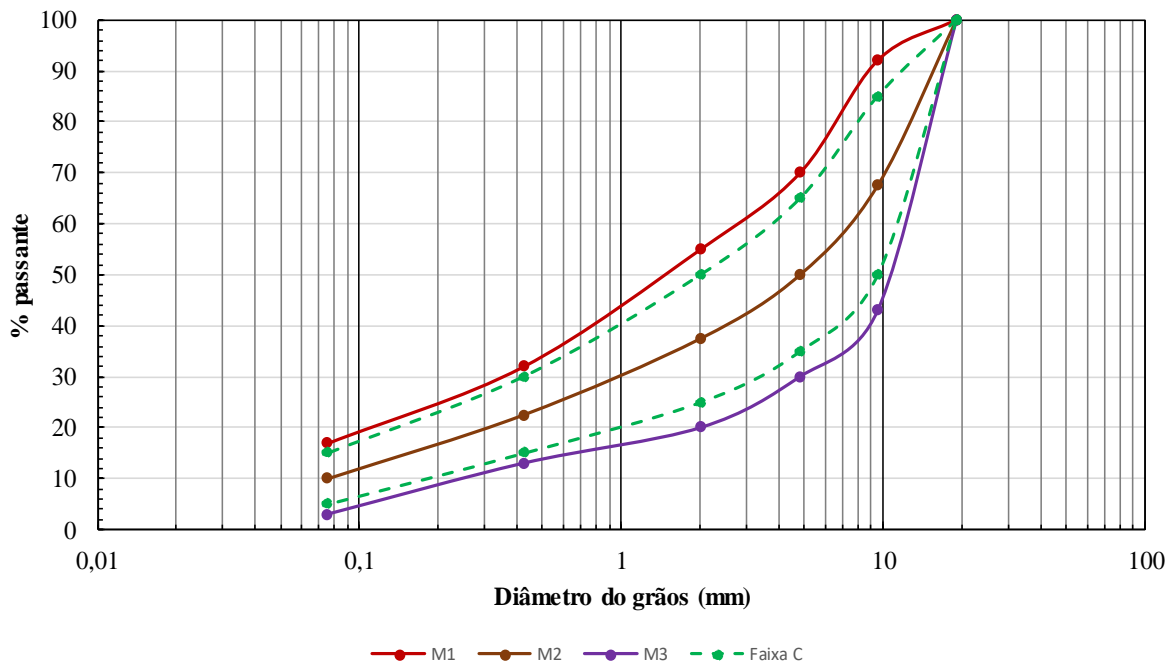
A composição das misturas foi realizada seguindo os limites da faixa C, indicados na norma DNIT 141/2010 ES. Na mistura M1 foi aplicado o limite superior da referida faixa somando-se a tolerância aceitável, promovendo uma mistura com maior porcentagem de finos. A M2 encontra-se na parte central da faixa C e a M3 no limite inferior desta faixa, neste caso subtraído o percentual de tolerância aceitável, representando uma amostra com menor quantidade de finos. Na Tabela 6 são apresentados os percentuais relativos a cada mistura e na Figura 28 as curvas granulométricas de cada mistura, bem como a faixa C, adotada na pesquisa.

Tabela 6 - Composição das misturas propostas

| Peneiras | | % passante em massa | | | | | |
|------------|-------|---------------------|-----------|-----------|---------------------------|-----|------------|
| | | Mistura 1 | Mistura 2 | Mistura 3 | Faixa C DNIT 141/10 ES | | Tolerância |
| ASTM | mm | | | | | | |
| 1’’ | 25,4 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | ±7 |
| ½’’ | 12,5 | 96 | 79 | 62 | 69 | 89 | ±7 |
| 3/8’’ | 9,5 | 92 | 67,5 | 43 | 50 | 85 | ±7 |
| ¾’’ | 6,3 | 78 | 56 | 33 | 38 | 73 | ±5 |
| nº4 | 4,8 | 70 | 50 | 30 | 35 | 65 | ±5 |
| nº10 | 2,0 | 55 | 37,5 | 20 | 25 | 50 | ±5 |
| nº40 | 0,42 | 32 | 22,5 | 13 | 15 | 30 | ±2 |
| nº200 | 0,075 | 17 | 10 | 3 | 5 | 15 | ±2 |
| % solo | | 39% | 22% | 6% | - | - | - |
| % agregado | | 61% | 78% | 94% | - | - | - |

Fonte: Autor.

Figura 28 - Curvas granulométricas das misturas propostas



Fonte: Autor.

As misturas foram dosadas por fracionamento do agregado, ou seja, o material foi inicialmente peneirado e separado por fração granulométrica. Na sequência foram realizadas as composições de cada mistura, conforme os percentuais apresentados na Tabela 6. A fração fina foi composta conforme a curva granulométrica do agregado britado em jazida, onde foram adotados os percentuais retidos nas peneiras 0,42mm e 0,075mm e o passante na 0,075mm do mesmo e complementado com solo até atingir o percentual estipulado em cada uma das frações finas. A opção pelo fracionamento ocorre devido a não separação do agregado em pilhas como é comumente aplicado nas pedreiras, o agregado em questão é submetido apenas a um processo de britagem primária na jazida, sem a separação das frações granulométricas.

A fração grossa do solo, retida na peneira de abertura 2,0mm, não foi utilizada na composição das misturas, tendo em vista a grande friabilidade do material na fração pedregulho, onde durante o processo de destorroamento, alguns grãos acabam quebrando, mesmo sem a imposição de energia no processo. Com isso decidiu-se remover essa fração, tendo em vista que no processo de compactação seriam adotadas energias variadas e, portanto, o percentual de quebra deste material não seria constante, podendo vir a representar mais uma variável a influenciar nas propriedades de resistência e resiliência do solo e das misturas propostas.

3.6. ENSAIO DE COMPACTAÇÃO

A compactação tem por finalidade o melhoramento das propriedades mecânicas do material em função da aplicação de uma determinada energia, o que proporciona a redução dos vazios do material. No caso de materiais com grãos frágeis, utiliza-se amostras não trabalhadas, evitando que o processo de recompactação possa interferir nas propriedades finais da amostra.

O ensaio foi realizado conforme procedimentos constantes nas normas ABNT NBR 134/2018 e ABNT NBR 179/2018, com emprego de molde tripartido e a compactação realizada através de compactador mecânico, em 10 camadas, objetivando a obtenção dos parâmetros de densidade e umidade ótima para moldagem dos corpos de prova destinados aos ensaios de deformabilidade plástica e elástica. O molde possui 10cm de diâmetro e 20cm de altura. Foram empregadas as energias do Proctor intermediário e modificado, tendo em vista a intenção de uso das misturas em camadas de base e sub-base, além de avaliar o efeito da variação de energia.

Com a realização do ensaio foram obtidos parâmetros de peso específico aparente seco compactado, relativo a cada teor de umidade adicionado à amostras. Com os dados dos cinco pontos foram construídas as curvas de compactação, de onde foram determinados o peso específico aparente seco máximo (γ_{dmax}) e o teor de umidade ótima (w_{ot}), parâmetros utilizados na moldagem dos corpos de prova para os ensaios de determinação do Índice de Suporte Califórnia (ISC), módulo de resiliência (M_R) e deformação permanente (D_P).

3.7. ENSAIOS DE DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA COM MEDIDA DE EXPANSÃO

Os ensaios de determinação do Índice de Suporte Califórnia (ISC) ou CBR, consiste na determinação da resistência mecânica de solos ou materiais granulares, através da correlação de resistência a penetração de um pistão normatizado, com a resistência obtida em uma brita graduada padrão americana. O ensaio foi realizado segundo a norma ABNT NBR 9895/2016, para o solo e as três misturas propostas na pesquisa. Os corpos de prova foram moldados nos parâmetros de umidade ótima e densidade máxima obtidos na curva de compactação, nas energias do Proctor intermediário e modificado. Além destes foram moldados corpos de prova nas variações de umidade previstas em normas de pavimentação, com 2% abaixo e 1% acima do teor de umidade ótima obtido na energia modificada, com acréscimo na energia de compactação (+26 golpes) de modo a obter grau de compactação próximo a 100%.

Para cada condição de umidade foram moldados seis corpos de prova, onde três deles foram submetidos a ruptura logo após moldagem, os outros três foram condicionados à imersão por 96h, conforme preconizado em norma. Tal procedimento teve por objetivo avaliar a variação de suporte com o processo de imersão. Também foram verificados o percentual de expansão do material durante o período de saturação, através da leitura inicial do referencial de altura do corpo de prova, logo que foi imerso, e da leitura ao final do processo de imersão.

3.8. ENSAIO DE MÓDULO DE RESILIENCIA

O módulo de resiliência visa analisar o comportamento elástico de materiais submetidos a carregamentos triaxiais repetitivos, simulando os efeitos do tráfego nas camadas de pavimentos. A determinação do M_R foi realizada conforme a norma do DNIT-ME 134/2018, onde a moldagem dos corpos de prova, foi executada com o auxílio de um cilindro tripartido, com diâmetro de 10cm e altura de 20cm, a compactação foi realizada nas energias intermediária e modificada, nos teores de umidade ótima e peso específico máximo. Também foram confeccionados corpos de prova com umidade 2% abaixo e 1% acima do teor ótimo, buscando conhecer o impacto dessas variações no comportamento elásticos do solo e das misturas com agregado. Para cada condição de energia e umidade foram moldados três corpos de prova. A realização do ensaio precede uma série de passos, descritos brevemente a seguir:

O processo inicia com o solo e as misturas previamente separadas e com o teor de umidade higroscópica determinado, com isso calcula-se a quantidade de água a ser adicionada para obtenção do teor de umidade de moldagem desejado. O material é então misturado até completa homogeneização, onde então são tomadas porções do mesmo para determinação do teor de umidade de misturas. Após o material foi colocado em embalagem hermeticamente fechada e armazenada em sacos plásticos por no mínimo 12h.

Ao final do período, foram determinadas as umidades de misturas e, no caso da não obtenção do teor estipulado, acresceu-se mais água. A partir de então iniciou-se o processo de moldagem, com o auxílio do molde tripartido, devidamente lubrificado e fixado no compactador automático, no qual foram realizados os devidos ajustes, como número de golpes e altura de queda, de acordo com a energia a ser empregada. A compactação foi realizada em dez camadas, com espessuras regulares, onde foi promovida a escarificação de cada camada compactada antes da colocação do material para a nova camada. Ao final da última camada o corpo de prova foi rasado e desformado. Cabe destacar que durante a compactação foram coletas novas amostras de material para determinação da umidade de moldagem.

Com o corpo de prova já desformado, foi realizado a pesagem e a determinação do volume, através de medidas da altura e diâmetro, e, utilizando o teor de umidade pré-estabelecido para moldagem, foi verificado o γ_{dmax} e o grau de compactação. Estando os parâmetros de compactação dentro dos limites estabelecidos, o CP era direcionado ao ensaio triaxial, caso os parâmetros não estejam adequados, realizava-se uma nova moldagem.

Na montagem do ensaio, inicialmente procedeu-se a abertura da câmara triaxial, onde foi colocada na base a pedra porosa e sobre a mesma um disco de papel filtro. Sobre esse último assentou-se a base do corpo de prova. Na parte superior foram realizados os mesmos procedimentos (filtro e pedra porosa). Na sequência o corpo de prova foi envolto por uma membrana de borracha, fixada por anéis de borracha, na base da câmara e no topo, juntamente com um cabeçote. A câmara então foi fechada, tomando-se o máximo de cuidado para que os LVDTs, fixos na parte superior da câmara, ficassem em contato com os suportes fixos no cabeçote, posicionado na parte superior do corpo de prova. A partir de então iniciou-se a operação do equipamento, onde através do *software* foi selecionado o ensaio de módulo de resiliência, previamente configurado, e foram inseridos dados referentes a identificação do corpo de prova e das características de moldagem do mesmo. O equipamento solicita a verificação das conexões elétricas, mecânicas e ajuste dos LVDTs, após é solicitada autorização para início do condicionamento.

A etapa de condicionamento é de grande importância, tendo em vista que neste estágio é aplicado uma sequência de carregamentos cíclicos, com a finalidade de eliminar as deformações permanentes que podem ocorrer nas primeiras aplicações de tensão desvio (σ_d). A frequência das cargas repetidas na tensão desvio é de 1Hz (60 ciclos por minuto), que corresponde a duração do pulso de carga de 0,1 segundo e 0,9 segundos de repouso. A tensão confinante é mantida constante durante todo o ensaio. Para o condicionamento aplica-se 500 repetições de cada tensão desvio correspondente aos pares constantes na Tabela 7.

Tabela 7 - Sequência de tensões para fase de condicionamento

| Tensão confinante (σ_3) (MPa) | Tensão desvio (σ_d) (MPa) | Razão de tensões (σ_1/σ_3) |
|---|---------------------------------------|--|
| 0,070 | 0,070 | 2 |
| 0,070 | 0,210 | 4 |
| 0,070 | 0,315 | 4 |

Posterior a etapa de condicionamento, iniciou-se o procedimento para determinação do M_R , com aplicação de sequência de 18 pares das tensões indicadas na Tabela 8, e obtenção das leituras específicas. Para cada par de tensões foram aplicados 100 ciclos de carga, fazendo-se a aquisição de dados de no mínimo 5 repetições de carga, nas quais se garanta a constância das leituras com diferença entre elas de, no máximo, 5%. O módulo linear relativo ao par de tensões foi determinado pela média destes valores.

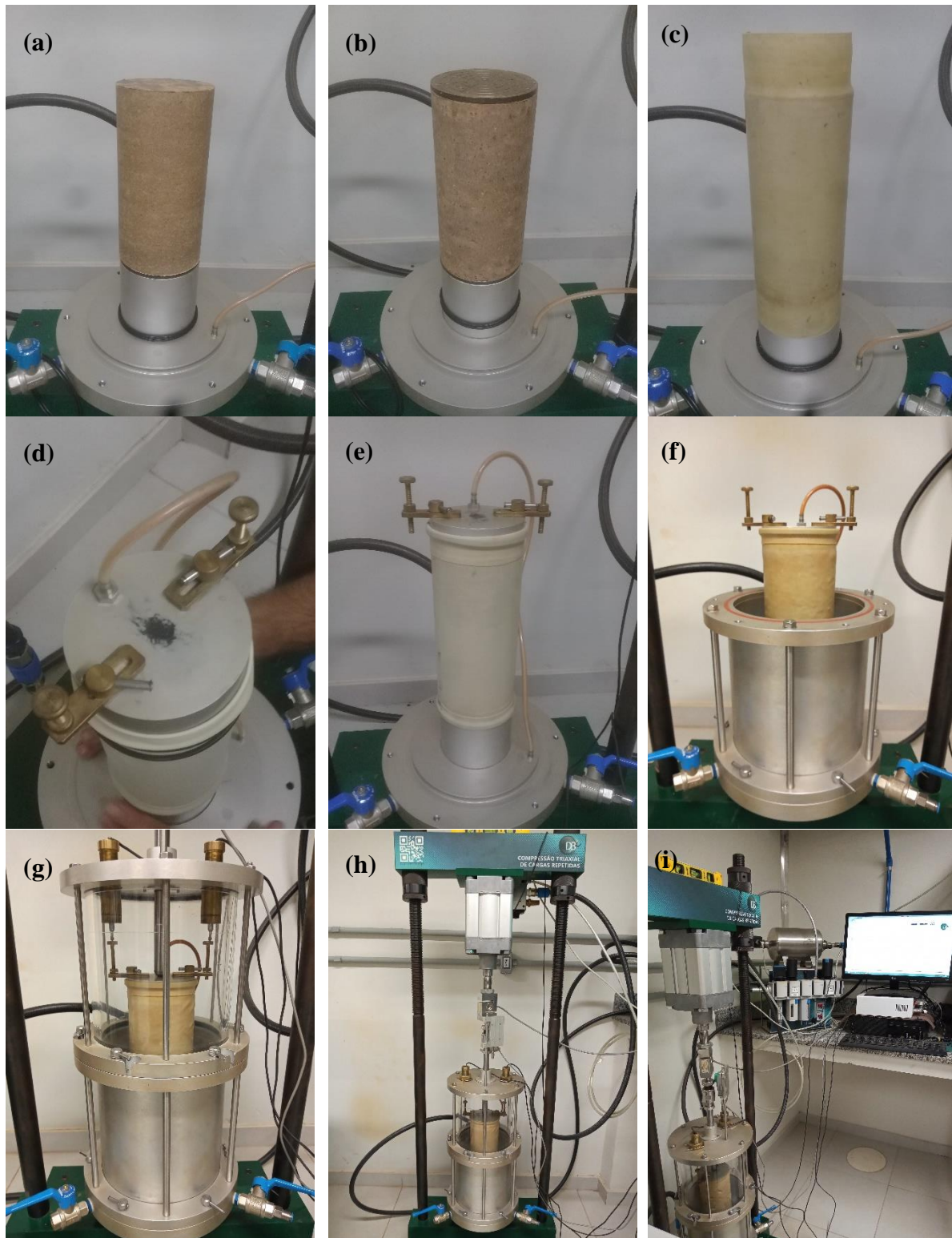
Tabela 8 - Pares de tensões para determinação do módulo de resiliência

| Tensão confinante - σ_3 (MPa) | Tensão desvio - σ_d (MPa) | Razão de tensões (σ_1/σ_3) |
|---|-------------------------------------|--|
| 0,020 | 0,020 | 2 |
| | 0,040 | 3 |
| | 0,060 | 4 |
| 0,035 | 0,035 | 2 |
| | 0,070 | 3 |
| | 0,105 | 4 |
| 0,050 | 0,050 | 2 |
| | 0,100 | 3 |
| | 0,150 | 4 |
| 0,070 | 0,070 | 2 |
| | 0,140 | 3 |
| | 0,210 | 4 |
| 0,105 | 0,105 | 2 |
| | 0,210 | 3 |
| | 0,315 | 4 |
| 0,140 | 0,140 | 2 |
| | 0,280 | 3 |
| | 0,420 | 4 |

Fonte: Norma DNIT-ME 134/2018.

Com o intuito de melhor apresentar as etapas de montagem e realização do ensaio de Módulo de Resiliência, a Figura 29 traz uma sequência de imagens ilustrando o passo a passo brevemente descrito anteriormente.

Figura 29 – Passo na montagem do ensaio de M_R



(a) corpo de prova apoiado sobre a pedra porosa e papel filtro; (b) colocação do papel filtro e pedra porosa na parte superior do CP; (c) encamisamento com membrana de borracha; (d) colocação e fixação do cabeçote com anéis de borracha; (e) corpo de prova preparado para fechamento da câmara; (f) fixação da parte inferior da câmara; (g) colocação da parte superior da câmara e verificação do posicionamento dos LVDTs; (h) equipamento pronto para início do ensaio; (h) ensaio em andamento.

Fonte: Autor

O módulo de resiliência foi obtido pela média dos valores de três corpos de prova. O módulo linear relativo a cada um dos pares de tensões foi determinado pela média dos 15 valores obtidos (5 em cada corpo de prova). Já o módulo não linear é determinado através de parâmetros obtidos por regressões estatísticas, a partir dos modelos apresentados no item 2.2.1, onde cada um destes evidencia a influência de dois ou mais parâmetros no M_R . Para esse estudo foram considerados modelos que relacionam o M_R com as tensões confinante e desvio, invariante de tensões, tensão octaédrica, teor de umidade, grau de saturação e sucção mátrica.

3.9. ENSAIO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE

O ensaio de deformação permanente tem por objetivo avaliar as deformações plásticas do material em um estado de tensões particular e também a definição dos parâmetros do modelo de comportamento de D_P em função do estado de tensões e número de ciclos, parâmetros estes utilizados em projeto de dimensionamento de pavimentos. O ensaio foi realizado conforme as especificações contidas em Guimarães (2009) e a norma do DNIT 178/2018.

A preparação da amostra e montagem no equipamento triaxial foi realizada de maneira idêntica ao procedimento adotado para o módulo de resiliência. A principal diferença, na montagem foi o emprego de um RDT (*Rectilinear Displacement Transduce*), posicionado no topo da câmara triaxial, responsável por realizar as leituras de deformabilidade elástica do corpo de prova a medida em que os ciclos de carregamento transcorrem. O ensaio foi realizado para o solo e as três misturas, ambos compactados na energia modificada e no teor de umidade ótima.

Após a montagem, conforme apresentado na Figura 39, foi realizada a configuração do equipamento para o ensaio de D_P , com a inserção da identificação do corpo de prova, densidade e o par de tensões escolhido para determinação da deformabilidade. A fase de condicionamento foi realizada com a aplicação de 100 ciclos, em um único estágio de tensões, com σ_3 e σ_d iguais a 30kPa, de maneira a garantir o total contato entre o pistão e o cabeçote, evitando que eventuais folgas ou ajustes da superfície sejam computados como D_P . O ensaio foi conduzido a uma frequência de 2Hz (120 ciclos por minuto), com aplicação de carga por 0,1s e repouso de 0,4s, até, no mínimo, 150.000 ciclos.

Inicialmente o ensaio foi proposto com a utilização de nove amostras diferentes, com relações de tensões apresentadas na Tabela 9, no entanto de acordo com a norma DNIT 179/2018 é possível a obtenção dos parâmetros do modelo de Guimarães (2009) com o emprego de apenas seis corpos de prova, desde que com valores de tensões espaçadas entre si, de modo a abranger todas as relações entre tensões propostas. Com isso, definiu-se para o estudo da

deformabilidade das amostras de solo e misturas M1, M2 e M3 os pares de tensões 01, 03, 04, 06, 08 e 09, de modo a abranger as relações entre tensões σ_d/σ_3 de 1, 2 e 3.

Ao final do ensaio de deformação permanente, Guimarães (2009) sugere que seja realizado o ensaio de M_R , a fim de verificar a influência da ação da deformação plástica na deformação elástica. Com isso, todos os corpos de prova foram submetidos ao ensaio de M_R na sequência da D_P , no entanto, a fase de condicionamento foi reduzida, com aplicação de 500 ciclos totais, de modo que foram aplicados 166 ciclos do primeiro par e 167 ciclos para cada um dos outros dois pares.

Tabela 9 - Pares de tensões para determinação da deformação permanente

| Par nº | Tensão confinante - σ_3 (kPa) | Tensão desvio - σ_d (kPa) | Razão de tensões (σ_d/σ_3) |
|--------|---|-------------------------------------|--|
| 1 | | 40 | 1 |
| 2 | 40 | 80 | 2 |
| 3 | | 120 | 3 |
| 4 | | 80 | 1 |
| 5 | 80 | 160 | 2 |
| 6 | | 240 | 3 |
| 7 | | 120 | 1 |
| 8 | 120 | 240 | 2 |
| 9 | | 360 | 3 |

Fonte: Norma DNIT-ME 179/2018.

3.10. DETERMINAÇÃO DA SUCCÃO

Com o intuito de verificar a influência da umidade no comportamento deformacional do solo e das misturas, foram realizadas medidas de sucção matricial nos corpos de prova submetidos ao ensaio de módulo de resiliência e de deformação permanente. Foi empregada a técnica do papel filtro, seguindo as instruções de execução apresentadas por Marinho (1995), Rodrigues (1997), Santos (2020) e a norma americana ASTM D 5298/10. O papel filtro utilizado foi o Whatman nº42, que permite determinar sucções de 30kPa a 30MPa, a calibração empregada é a de Chandler et al. (1992), apresentado na Equação 38.

$$\begin{aligned} \psi &= 10^{(6,05 - 2,48W_p)} \rightarrow W_p > 47\% \\ \psi &= 10^{(4,84 - 0,0622W_p)} \rightarrow W_p \leq 47\% \end{aligned} \quad (38)$$

Onde

ψ : sucção;

W_p : teor de umidade do papel filtro (%).

Após realização dos ensaios mecânicos, as amostras foram envoltas em inúmeras camadas de filme de PVC e embaladas em sacos hermeticamente fechados, com o intuito de não ocorrer alteração na umidade pós ensaio e na sucção medida. Na sequência, os corpos de prova foram serrados no sentido longitudinal, de modo a possibilitar medidas de sucção na parte central da amostra. A outra metade do corpo de prova foi utilizada para determinação do teor de umidade pós ensaio de M_R ou D_p e para relacionar com a umidade do papel filtro e por consequência com o valor da sucção.

Para realização das medidas de sucção, foram inseridos dez pedaços de papel filtro com aproximadamente 2cm^2 cada, distribuídos na porção externa (quatro), na porção interna (quatro) e nas extremidades (um em cada). Após a colocação dos papéis a amostra foi novamente envolvida em, no mínimo, cinco camadas de filme de PVC, uma camada de papel aluminizado e mais cinco camadas de filme de PVC, colocada no interior de um saco plástico devidamente lacrado e armazenada em uma caixa de isopor, de modo a não ocorrer perda de umidade para o ambiente. Para que os papéis entrassem em equilíbrio de umidade com o corpo de prova, para tal foi adotado o período de 15 dias de equalização. Na Figura 30 são ilustrados os passos o procedimento apresentado.

Após o período de equilíbrio, as amostras foram abertas e com auxílio de uma pinça e um pesa filtro, os papéis filtro foram retirados, sempre observando o período máximo de 5 segundos em contato com o ambiente. Posteriormente, foi realizado a pesagem em balança de precisão ($0,0001\text{g}$), onde a massa obtida refere-se ao papel úmido mais o porta filtro. Na sequência, os porta filtros foram destampados e colocados em estufa a 100°C por um período de 24h, para obtenção da massa seca do conjunto. Cabe destacar que, durante a realização do processo de secagem, a estufa foi utilizada de maneira exclusiva, evitando-se assim qualquer risco de contaminação dos papéis filtro. Após período de secagem os porta filtros foram tampados, ainda dentro da estufa, e retirados de maneira que não ocorresse absorção de umidade pelos mesmos. Onde após resfriamento completo, em dessecador, foram novamente pesados na balança de precisão para obtenção da massa seca. Antes de cada determinação de massa (úmida ou seca) os porta filtros vazios foram aferidos na mesma balança de precisão. Na Figura 31 são apresentados alguns dos passos realizados na determinação do teor de umidade dos papéis filtro.

Figura 30 – Preparo das amostras para determinação da sucção

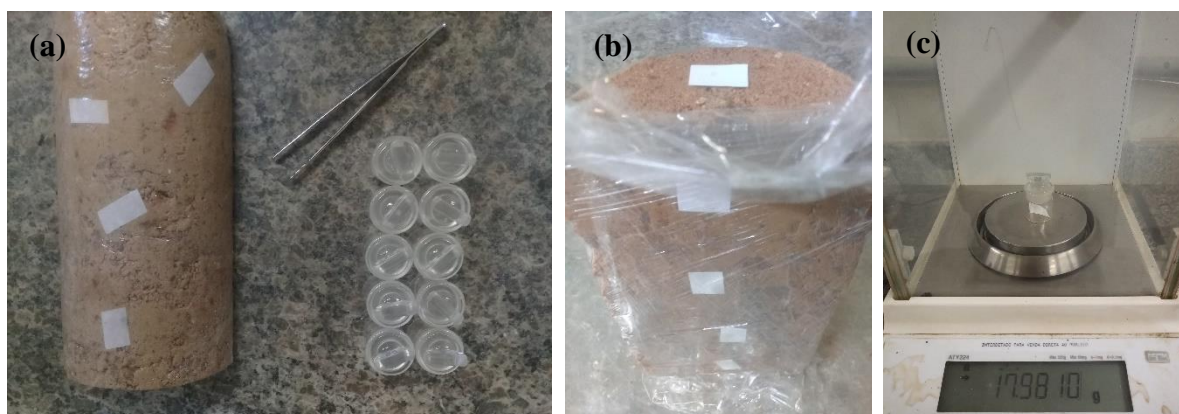


(a) corte do corpo de prova; (b) corpo de prova cortado no sentido longitudinal; (c) inserção dos papéis filtro nas faces interna e externa; (d) primeira camada de filme de PVC; (e) camada de papel aluminizado; (f) segunda camada de PVC e proteção com saco plástico; (g) armazenamento para equalização da umidade; (h) amostras para determinação da umidade pré sucção; (i) amostras para determinação da umidade após secagem em estufa.

Fonte: Autor

Com os resultados de massa seca e úmida dos papéis filtro foi possível determinar a sucção matricial referente a cada porção do corpo de prova. Após a retirada de todos os papéis filtro, foi medido, novamente, o teor de umidade do corpo de prova, com a divisão do mesmo em quatro partes, condizentes com a posição de inserção de cada papel filtro, de modo a correlacionar a sucção medida e o teor de umidade real da amostra, para aquele ponto. Por fim foram analisados os valores de sucção individuais e a média do conjunto do CP, onde os resultados que destoaram muito foram desconsiderados.

Figura 31 – Determinação da umidade do papel filtro



(a) corpo de prova com a primeira camada de filme de PVC, pronto para retirada dos papéis filtro; (b) retirada do papel filtro do topo; (c) pesagem dos papéis filtro.

Fonte: Autor

3.11. ÍNDICE DE DEGRADAÇÃO APÓS COMPACTAÇÃO PROCTOR - IDP

O ensaio tem por objetivo avaliar a degradação do material granular após o processo de compactação, conforme estabelece a norma DNER-ME 398/99, onde o material é compactado na energia do Proctor modificado, no interior de um cilindro Proctor, utilizando uma granulometria padronizada na referida norma. No entanto, nesta dissertação a degradação do agregado constituinte das misturas com solo foi avaliada utilizando os corpos de prova submetidos ao ensaio de ISC, módulo de resiliência e de deformação permanente, de modo a verificar qual destes processos impacta em maior quebra do agregado.

A avaliação pós ISC refere-se basicamente ao impacto da compactação no corpo de prova, uma vez que o processo de puncionamento não promove a quebra do agregado, dado a baixa velocidade e a pequena profundidade na qual o pistão é inserido no interior da amostra. Já no ensaio de M_R , as amostras são submetidas a uma série de carregamentos cíclicos que

podem vir a fraturar os agregados mais frágeis. Na deformação permanente a amostra é submetida a longos períodos com variados pares de tensões, desde tensões mais baixas (40x40kPa) até pares elevados (120x360kPa), onde essa ação cíclica de longa duração pode vir a degradar o agregado.

A avaliação consistiu basicamente na realização de análise granulométrica após cada um dos ensaios descritos acima, onde o percentual retido em cada uma das peneiras foi comparado a caracterização inicial de cada mistura. A avaliação foi criteriosa, levando em consideração a possível variação do conteúdo granulométrico, inserido pelo operador no molde durante a confecção dos corpos de prova.

3.12. ANÁLISE MECANÍSTICA-EMPÍRICA

A análise mecanística-empírica foi empregada de modo a avaliar o desempenho das misturas solo-agregado quando empregadas em estruturas de pavimentos flexíveis, a partir dos resultados inerentes ao desempenho mecânico e deformacional, obtidos nesta pesquisa. Para tal foram propostas estruturas de pavimentos utilizando duas metodologias de dimensionamento: o atual método em vigência, do DNER (1981) e o novo método proposto para sua substituição, o MeDiNa (2019).

O objetivo desta etapa constituiu em dimensionar estruturas através do método do DNER (1981) e na sequência avaliá-las com a utilização do *software* MeDiNa (2019), de modo a verificar as espessuras obtidas e os possíveis danos ocasionados pela ação do tráfego durante o período de projeto estipulado. De modo a avaliar as misturas de solo-agregado estudadas, foi adotada uma estrutura padrão, composta por subleito, base e revestimento em concreto asfáltico.

Os materiais empregados no subleito e no revestimento foram os mesmos durante todas as simulações de dimensionamento, variando-se apenas o material constituinte da camada de base, com o emprego das misturas de solo-agregado e de uma brita graduada, possibilitando também a comparação entre o emprego de um material convencional e de materiais estabilizados granulometricamente (solo-agregado).

O revestimento adotado foi caracterizado por Rossato (2015), a brita graduada foi estudada por Lima (2016), trata-se da curva granulométrica denominada C4, dentre os materiais estudados pela autora, adotou-se esse por apresentar uma distribuição granulométrica próxima a do agregado empregado nas misturas propostas, além de ser um material de origem granítica. Quanto ao subleito foi empregado o material avaliado por Santos (2020), trata-se do solo

denominado PE, oriundo de jazida localizada em Pelotas e já empregado como reforço de subleito nas obras de duplicação da BR116/RS. A Tabela 10 apresenta as propriedades dos materiais empregados nas estruturas dimensionadas.

Tabela 10 – Propriedades dos materiais empregados no dimensionamento

| Camada | Tipo de material | Fadiga k ₁ , k ₂ | ISC (%) | M _R (MPa) | D _P ψ ₁ , ψ ₂ , ψ ₃ , ψ ₄ | Poisson | Condição de contato |
|--------------|------------------|---|-------------------------------|--|---|---------|---------------------|
| Revestimento | Rossato (2015) | 4,0E-5; -1,99 | - | 4901 | - | 0,30 | Não aderido |
| Base | Lima – C4 (2016) | - | 100% | k ₁ : 1202,0 k ₂ : 0,500 k ₃ : -0,020 | ψ ₁ : 0,101 ψ ₂ : -0,183 ψ ₃ : 0,909 ψ ₄ : 0,075 | 0,45 | Não aderido |
| | Maria (2021)* | - | Caracterizados nesta pesquisa | | | 0,45 | Não aderido |
| Subleito | Santos (2020) | - | 11% Santos (2016) | k ₁ : 403,47 k ₂ : 0,157 k ₃ : -0,161 | ψ ₁ : 0,029 ψ ₂ : -0,706 ψ ₃ : 2,005 ψ ₄ : 0,098 | 0,45 | - |

*material conforme a estrutura e metodologia de dimensionamento, variando entre misturas M1, M2 e M3, compactados na energia modificada, no teor de umidade ótima e ensaiados nos referidos teores.

Fonte: Autor

O número de solicitações de carga (N_{PROJETO}) adotado nos dimensionamentos foram de $1,0 \times 10^6$ e $2,5 \times 10^7$, onde a distribuição dos veículos foi obtida através de contagem realizada por Klamt (2014) na praça de pedágio Retiro, localizada no km 510 da BR116/RS, próximo a cidade de Pelotas. Para a obtenção do referido N_{PROJETO} manteve-se a distribuição de veículos, reduzindo o volume médio diário (VDM). Foi considerada uma taxa de crescimento do tráfego de 3% durante o período do projeto de dimensionamento de 10 anos. A via foi definida como Sistema Arterial Principal, onde o nível de confiabilidade do dimensionamento é de 95% e os critérios de desempenho limitados são limitados em 10mm para o afundamento de trilha de rodas e 30% para área trincada.

3.12.1. Dimensionamento pelo método do DNER (1981)

O método do DNER, vigente no país, foi adaptado por Souza (1981), baseado no método do CBR ou ISC, criado em 1920 pela Divisão de Rodovias da Califórnia a partir de estudos que objetivaram discriminar os fatores que levavam a ruptura do pavimento nas rodovias da

Califórnia. Na década de 1940 o método foi aprimorado pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos e das conclusões obtidas em pistas experimentais da AASHTO. O método visa a proteção do subleito contra deformações plásticas ao longo da vida útil do pavimento. O mesmo baseia-se na identificação da capacidade de suporte dos materiais granulares que constituem a estrutura do pavimento

As estruturas projetadas pelo método do DNER (1981), são denominadas Est. 01 e Est. 02, dimensionadas para um N_{PROJETO} de $1,0 \times 10^6$ e de $2,5 \times 10^7$ respectivamente. Com relação aos materiais empregados, o subleito e o revestimento estão apresentados na Tabela 10 já a camada de base adotou-se um material com $\text{ISC} \geq 80\%$ e expansibilidade $\leq 0,5\%$ tendo em vista que o método não faz distinção de magnitude do ISC, apenas exige um valor mínimo.

Após definidas as espessuras das camadas de base e do revestimento, as mesmas foram submetidas a análise mecanicista no *software* MeDiNa v. 1.1.3.0 de setembro de 2019, onde foram verificados o trincamento por fadiga e o ATR durante o período de projeto estipulado.

3.12.2. Dimensionamento segundo MeDiNa (2019)

De posse das estruturas dimensionadas através do método do DNER (1981) foram avaliadas as propriedades de deformação plástica e elástica dos materiais integrantes das camadas de base e subleito através do *software* MeDiNa. A análise ocorreu em dois momentos: inicialmente foram reproduzidas as estruturas obtidas no dimensionamento pelo método do DNER (1981), com o intuito de verificar durabilidade destas frente às solicitações do tráfego, na sequência foram analisadas as mesmas estruturas buscando a otimização das mesmas através das rotinas de cálculo do MeDiNa, para tal foram promovidas alterações nas espessuras dos materiais, de forma a limitar o dano por fadiga e/ou o afundamento de trilha de rodas aos limites estabelecidos. A Tabela 11 apresenta a constituição das estruturas dimensionadas no MeDiNa.

Tabela 11 – Estruturas dimensionadas no MeDiNa

| Nome | N | Revestimento | Base | Subleito |
|-------------|-------------------|----------------|------------|---------------|
| Est. 01 (a) | $1,0 \times 10^6$ | Rossato (2015) | BGS – C2 | Santos (2020) |
| Est. 01 (b) | $1,0 \times 10^6$ | Rossato (2015) | Mistura M2 | Santos (2020) |
| Est. 01 (c) | $1,0 \times 10^6$ | Rossato (2015) | Mistura M3 | Santos (2020) |
| Est. 01 (d) | $1,0 \times 10^6$ | Rossato (2015) | Mistura M1 | Santos (2020) |
| Est. 02 (a) | $2,5 \times 10^7$ | Rossato (2015) | BGS – C2 | Santos (2020) |
| Est. 02 (b) | $2,5 \times 10^7$ | Rossato (2015) | Mistura M2 | Santos (2020) |
| Est. 02 (c) | $2,5 \times 10^7$ | Rossato (2015) | Mistura M3 | Santos (2020) |
| Est. 02 (d) | $2,5 \times 10^7$ | Rossato (2015) | Mistura M1 | Santos (2020) |

Fonte: Autor.

Cabe destacar que nas estruturas propostas à análise no MeDiNa foram incluídas todas as misturas de solo-agregado objeto desta pesquisa, onde na análise pelo método do DNER (1981) a mistura M1 foi excluída da composição da camada de base por apresentar ISC inferior a 80%. Com a avaliação da mesma através das propriedades de deformabilidade plástica e elástica será possível comparar o desempenho da mesma frente às demais misturas, com suporte necessário ao emprego em estruturas dimensionadas através do método empírico.

3.13. COMENTÁRIO FINAL

Os materiais estudados nesta pesquisa são extraídos comumente para emprego em estruturas de pavimentos locais, em especial na porção sul do RS, região caracterizada por terrenos de baixa capacidade de suporte. Ambos os materiais são comercializados e empregados de forma individual bem como através da promoção de misturas solo-agregado, que por sua vez não obedecem nenhum critério de estabilização, sendo dosadas na base do empirismo buscando apenas atender a Índices de Suporte mínimos que permitam sua aceitação.

A caracterização física e mecânica dos materiais é de grande relevância em estruturas de pavimentos, tendo em vista que a partir dos parâmetros obtidos, através dos ensaios propostos nesta metodologia, é possível prever o comportamento dos materiais quando submetidos às solicitações do tráfego. A dosagem das misturas por fracionamento mostrou-se como a melhor alternativa na tentativa de restringir a variabilidade granulométrica das misturas, principalmente em função do agregado, possibilitando assim avaliar, através de ensaios de ISC e M_R , o impacto das variações propostas na pesquisa: umidade pré compactação, pós compactação, energia de compactação e percentual de agregado.

O conhecimento das propriedades deformacionais do solo e das três misturas propostas mostra-se de grande relevância, tendo em vista a atual mudança no método nacional de dimensionamento de pavimentos flexíveis, migrando de uma metodologia empírica, com base no suporte do subleito, para um método empírico-mecanístico. Este leva em consideração a ação dinâmica dos veículos sobre o pavimento, reproduzidos em laboratórios a partir de ensaios triaxiais de carregamento cíclico, possibilitando a determinação da área trincada do revestimento e a deformação total da estrutura ao final do período de projeto, onde é possível verificar as parcelas de deformação permanente relativas a cada camada da estrutura.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de laboratório descritos conforme a metodologia no Capítulo 3. Inicialmente são apresentados os resultados da caracterização física, química e mineralógica do solo, na sequência estão os resultados de caracterização física, mecânica e de forma obtidos na amostra de agregado, britado em jazida e re-britado em laboratório. As propriedades de compactação são apresentadas para o solo e as três misturas propostas, com os parâmetros ótimos de compactação obtidos nas energias intermediária e modificada. A avaliação da capacidade de suporte foi realizada no teor de umidade ótima bem como nas variações de umidade propostas.

A partir dos resultados dos ensaios triaxiais de carregamento repetido, foram verificadas as propriedades de deformabilidade elástica e plástica. A deformação permanente foi avaliada, nos teores ótimos de compactação, para o solo e as misturas, onde foi verificado a ocorrência de acomodamento e obtidos os parâmetros do Modelo de Guimarães (2009). Quanto ao módulo de resiliência, são apresentados resultados das amostras moldadas em três condições: (a) nos teores ótimos, nas energias intermediária e modificada, (b) moldados no teor ótimo e submetidas a secagem (2%) e umedecimento (1%), antes do ensaio, e (c) moldadas nas variações de umidade propostas na pesquisa (-2% e +1%), além da determinação do módulo pós ensaio de deformação permanente. Os resultados dos ensaios de M_R foram também aplicados aos modelos matemáticos apresentados. Por fim foi verificada a influência da umidade, através do parâmetro sucção, nas amostras submetidas aos ensaios de M_R e de D_p .

4.1. CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

O solo empregado nesta pesquisa foi caracterizado através de ensaios físicos, químicos e mineralógicos, afim de classificar o mesmo empregando métodos do SUCS e HRB. Foram realizados também ensaios da metodologia G-MCT, com classificação da fração grossa.

4.1.1. Caracterização física

O material em questão foi caracterizado fisicamente através de ensaios de granulometria, peso específico real dos grãos, limites de Atterberg e ensaios da metodologia MCT. Na Tabela 12 são apresentados os percentuais de cada fração componente do solo, de acordo com a escala da ABNT, nas condições de ensaio com e sem defloculante.

Tabela 12 – Composição granulométrica do solo

| Condição | Pedregulho (%) | Areia (%) | Silte (%) | Argila(%) |
|----------|----------------|-----------|-----------|-----------|
| CD | 40 | 40 | 18 | 2 |
| SD | 40 | 42 | 17 | 1 |

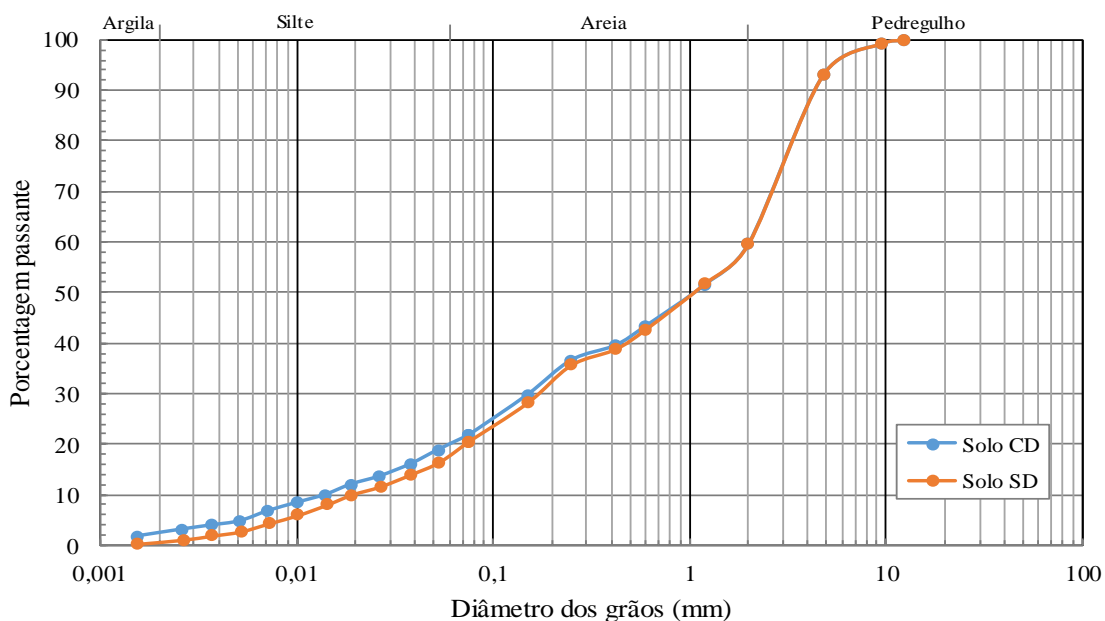
CD: com defloculante; SD: sem defloculante

Fonte: Autor.

A determinação do Índice de Plasticidade do solo foi realizada através da obtenção dos Limites de Atterberg, onde o material apresentou limite de liquidez de 33% e limite de plasticidade de 21% resultando em um IP de 12%, um índice considerado relativamente baixo, no entanto, condizente com a composição do solo onde a fração argila é de apenas 2%, com isso é notório que tal plasticidade está atrelada a fração silte. Com relação ao peso específico real dos grãos, foi obtido um valor médio de 26,27kN/m³.

Quanto a dispersão dos torrões do material utilizando agente químico, observa-se a partir das curvas granulométricas, da Figura 32, que o comportamento das mesmas é muito similar, fato já apresentado nos percentuais granulométricos de cada fração. Essa pequena diferença entre as granulometrias com e sem a utilização de defloculante se justifica em virtude do baixo percentual de argila na amostra.

Figura 32 - Curvas granulométricas do solo com (CD) e sem (SD) defloculante

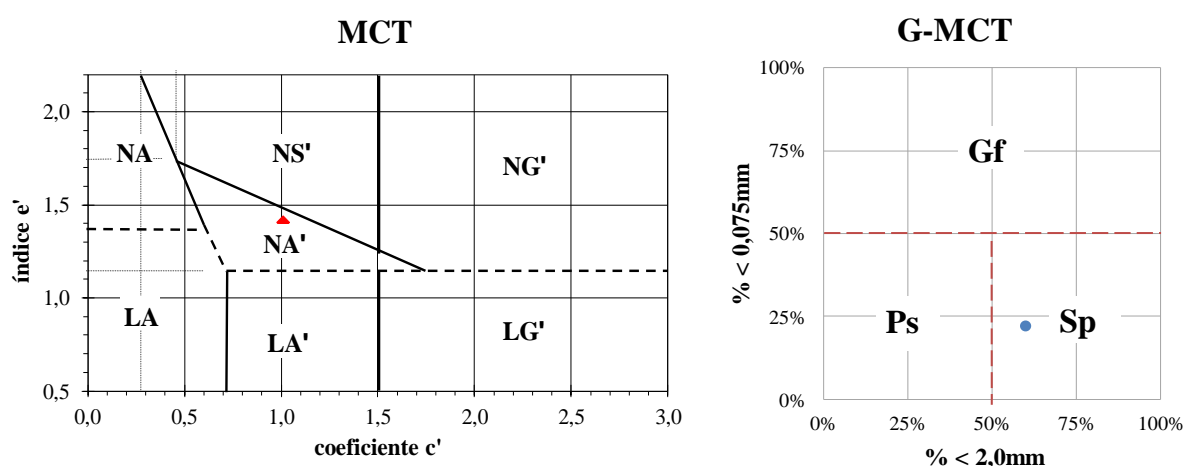


Fonte: Autor.

Com base nas frações granulométricas e nos limites de consistência foram realizadas as classificações tradicionais do solo. De acordo com o SUCS, trata-se de um SC, ou seja, um solo areno-argiloso, segundo a classificação os solos desse grupo podem apresentar tanto alta quanto baixa plasticidade e sua fração fina é composta por argilas que exercem maior influência no comportamento do solo. No caso do solo em estudo a fração argila é de apenas 2%, com isso é a fração silte que dita o comportamento do solo por apresentar um maior percentual. A classificação HRB-AASHTO indica o solo como A-2-6 ($IG = 0$), designados como pedregulhos ou areias siltosas ou argilosas, nesse caso mais coerente tendo em vista que os maiores percentuais granulométricos são pedregulho e areia, seguidos de silte.

Cabe salientar que ambos sistemas apresentados acima foram constituídos para classificação de solos de clima temperado, no entanto o material objeto de estudo trata-se de um solo tropical, para o qual foi desenvolvida a metodologia MCT, que melhor se correlaciona à propriedades mecânicas e hidráulicas da fração fina destes materiais. Posteriormente, a metodologia foi atualizada, permitindo a classificação da fração mais grossa do solo, passando a ser designada classificação G-MCT. Na Figura 33 são apresentados os ábacos com as classificações.

Figura 33 – Ábacos com as classificações MCT e granulação grossa



Fonte: Autor

O índice de laterização (e') de 1,4 associado ao coeficiente c' igual a 1,01 permitiram classificar a fração fina do solo como sendo do tipo NA', solo arenoso não laterítico. Cabe destacar que o comportamento não laterítico justifica-se pelo elevado índice de laterização do solo bem como pela grande perda por imersão dos corpos de prova, com valor do parâmetro Pi

de 210, evidenciando um indicativo de erodibilidade do solo. Os gráficos utilizados na obtenção do índice e' , através do coeficiente d' e do parâmetro P_i , bem como do coeficiente c' são apresentados no Apêndice 1. Com relação a fração grosseira, os resultados da análise granulométrica foram empregados na obtenção da designação desta fração, onde o material em questão foi classificado como solo com pedregulhos (Sp).

A classificação final G-MCT é Sp-NA', ou seja, solo com pedregulho arenoso de comportamento não laterítico. A classificação é inteiramente coerente com a constituição granulométrica e natureza saprolítica dos materiais estudados.

Segundo Villibor e Alves (2017), solos com essa classificação apresentam Índice de Suporte Califórnia com valores de elevado a muito elevado, com baixa expansibilidade, baixa contração e elevado coeficiente de permeabilidade, sendo estas duas últimas propriedades referentes à fração inferior a 2,0mm. Quanto à utilização, é recomendado sua aplicação como bases e sub-bases de pavimento e reforço de subleito ou subleito compactados. O comum uso destes materiais na região sul do estado e o desempenho apresentado corroboram a aptidão apontada pela classificação G-MCT.

4.1.2. Caracterização química

A caracterização química do solo foi realizada pelo Departamento de Solos do Centro de Ciências Rurais (CCR) da UFSM, onde após a análise foi emitido um laudo com os principais dados de composição do material, como capacidade de troca catiônica, acidez, saturação por bases, teor de matéria orgânica e pH. O laudo emitido encontra-se no Anexo 1. A Tabela 13 apresenta os principais resultados contidos no laudo. A interpretação dos dados foi realizada segundo Massad (2016) e do Guia Prático para Interpretação de Resultados de Análises de Solo desenvolvido por Sobral et al. (2015) na Embrapa Tabuleiros Costeiros.

Tabela 13 – Resultados análise química

| CTC cmol _c /dm ³ | Acidez | | Cátions Básicos | | | Saturação | | MO (%) | pH em água |
|---|--|------|-----------------|---|-----|--------------------|------|-----------|---------------|
| | Al cmol _c /dm ³ | H+Al | Ca | K cmol _c /dm ³ | Mg | Al bases (%) | | | |
| 3,9 | 0,0 | 1,1 | 2,4 | 0,18 | 1,3 | 0,0 | 78,0 | 0,1 | 5,7 |

Fonte: Autor

Os solos podem ser naturalmente ácidos em razão da pobreza do material de origem em cálcio, magnésio, potássio e sódio, que são as bases trocáveis do solo, ou à intensidade dos processos de intemperização que resultam em maiores teores de hidrogênio e alumínio no complexo de troca do solo, por consequência na solução do solo. O material em análise apresentou pH de 5,7 sendo classificado como moderadamente ácido (SOBRAL ET AL., 2015), justificado por se tratar de um material jovem, pertencente ao horizonte C, pouco intemperizado que preserva ainda as características da rocha matriz de natureza granítica. Com relação a concentração de alumínio, não foi identificado o elemento na composição do solo.

A quantidade de bases trocáveis como cálcio, magnésio e potássio indicam, também, o grau de intemperismo do solo. Em solos mais jovens, os teores dos elementos são mais elevados. O solo apresenta saturação por bases (V) alta (maior que 50%), indicando ser um solo eutrófico. O alto teor de magnésio e médios teores de cálcio e potássio, corroboram com a designação de solo jovem.

A capacidade de troca catiônica efetiva (CTC) está relacionada com o tipo de mineral presente, nesse caso o valor de $3,9 \text{ cmol}_e/\text{dm}^3$ indica um médio potencial de troca, típico de argilas de baixa atividade (1:1), como a caulinita, um argilomineral estável, característico de solos não expansivos. Quanto ao teor de matéria orgânica o solo apresentou um baixo percentual (0,1%), também característico do horizonte estudado.

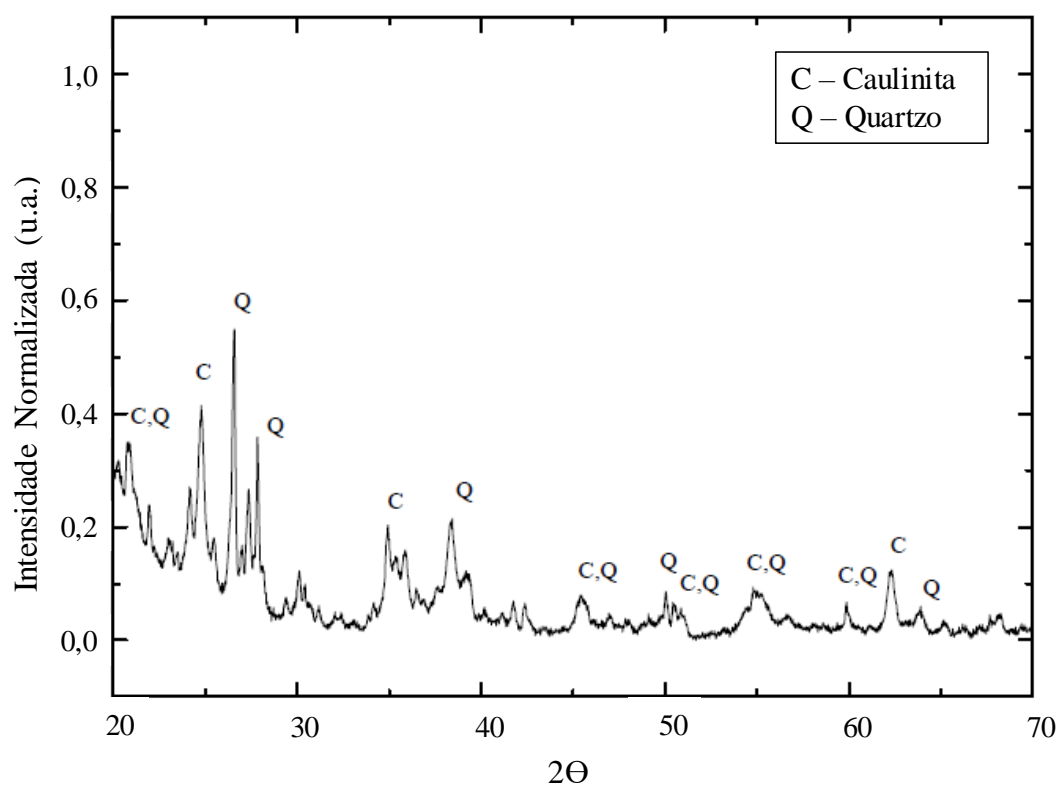
4.1.3. Mineralogia

A determinação dos argilominerais que compõem a fração fina do solo foi realizada através de ensaio de difração de raios x, conforme apresentado no item 3.3.4. Inicialmente se optou pela realização da varredura utilizando-se lâminas orientadas, confeccionadas através da técnica do esfregaço no Laboratório de Sedimentologia da UFSM. Após confecção e secagem das lâminas foi realizada a varredura no Laboratório de Magnetismo e Materiais Magnéticos, também da UFSM, no entanto a lâmina na condição natural não apresentou nenhum pico indicativo da presença de argilominerais na fração fina, mesmo assim procedeu-se o segundo passo que foi a glicolagem da lâmina, através da exposição da mesma a uma solução aquecida de etilenoglicol, após procedeu-se a varredura no DRX onde novamente não foram observados picos ou supressão dos mesmos indicando potenciais argilominerais.

Em razão da impossibilidade de determinação do argilominerais através das lâminas, buscou-se realizar a varredura utilizando o pó do material, passante na peneira nº 200, compreendendo principalmente as frações silte e argila, de maneira similar ao processo de

impregnação em lâminas. A varredura da fração fina do solo, agora, apresentou picos indicando a presença de minerais, como pode ser observado na Figura 34, onde com o auxílio do programa computacional *Highscore* foi possível determinar os argilominerais, através da inserção no banco de dados do programa das fórmulas moleculares dos potenciais minerais constituintes do solo.

Figura 34 – Análise difratométrica do solo

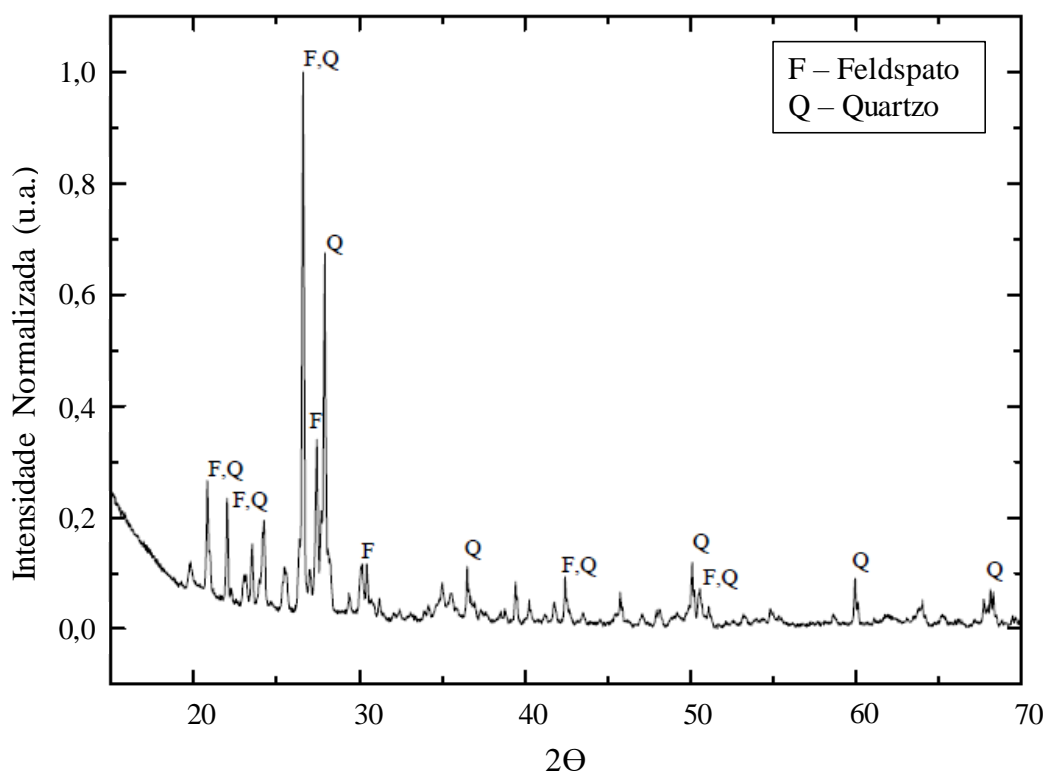


Fonte: Autor

Observado a figura acima verificou-se que o solo apresenta quartzo e caulinita em sua composição, minerais condizentes com a descrição pedológica do material, apresentado no item 3.2. O quartzo é o principal componente da fração areia e tem destaque na composição mineralógica da rocha matriz, apresentando reatividade praticamente nula (CTC igual a zero), sendo um importante condicionante físico da porosidade do solo. Já a caulinita é um mineral do tipo 1:1, fruto da decomposição do feldspato presente em rochas ígneas, que tem como propriedade no solo o baixo potencial expansivo e baixa plasticidade, ambas as situações observadas durante a realização dos ensaios de expansibilidade do ISC e na determinação dos Limites de Atterbeg, respectivamente.

Como comentado no contexto geológico, os materiais são oriundos de rochas ígneas e a presença da caulinita no solo potencializa a ocorrência de feldspato no agregado, com isso foram preparadas amostras do pó do agregado britado em jazida, de maneira idêntica ao solo, e realizado ensaio de difração de raios X afim de verificar os minerais presentes. Na Figura 35 são apresentados os resultados da varredura realizada.

Figura 35 – Análise difratométrica do agregado britado em jazida



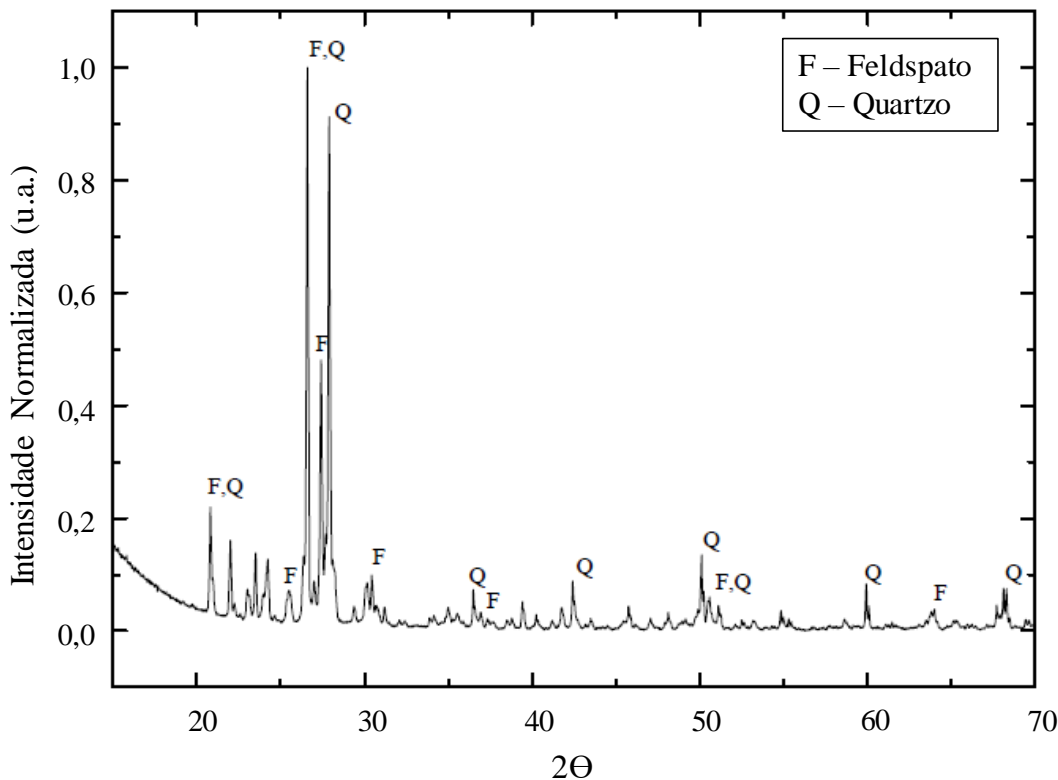
Fonte: Autor

A análise difratométrica do pó de rocha apontou a ocorrência de quartzo e feldspato, ambos já descritos principais formadores das rochas ígneas que constituem o Granito Capão do Leão. São argilominerais encontrados com abundância nas frações de areia e silte de materiais pouco intemperizados, como os solos saprolíticos ou residuais jovens de rochas dessa natureza.

Como o material coletado na jazida apresentou um baixo percentual de equivalência de areia, decidiu-se também realizar o ensaio com o pó do agregado oriundo do processo de re-britagem do agregado retido na peneira de malha 19mm, buscando avaliar os minerais que compõem a parcela menos alterada da rocha. Na Figura 36 têm se o resultado da varredura no agregado re-britado em laboratório. Ao comparar as amostras de agregado se verifica muita semelhança, tanto nos picos encontrados durante a varredura quanto nos minerais identificados,

onde nesse caso o teor mais elevado de argila no material britado em jazida não refletiu em alteração nos minerais constituintes na referida amostra.

Figura 36 – Análise difratométrica do agregado re-britado em laboratório



Fonte: Autor

4.2. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO AGREGADO

Os agregados utilizados na composição das misturas com solo foram caracterizados em duas etapas. Na primeira foram realizados ensaios com a amostra conforme coletado na jazida, contendo fragmentos maiores que 3". Posteriormente o material foi separado em frações e os fragmentos que ficaram retidos na peneira 3/4" foram re-britados e também separados em frações, de modo que todo o material se tornou passante na peneira 3/4", tendo em vista a limitação do molde usado para os ensaios de compactação e triaxiais de carregamento repetido.

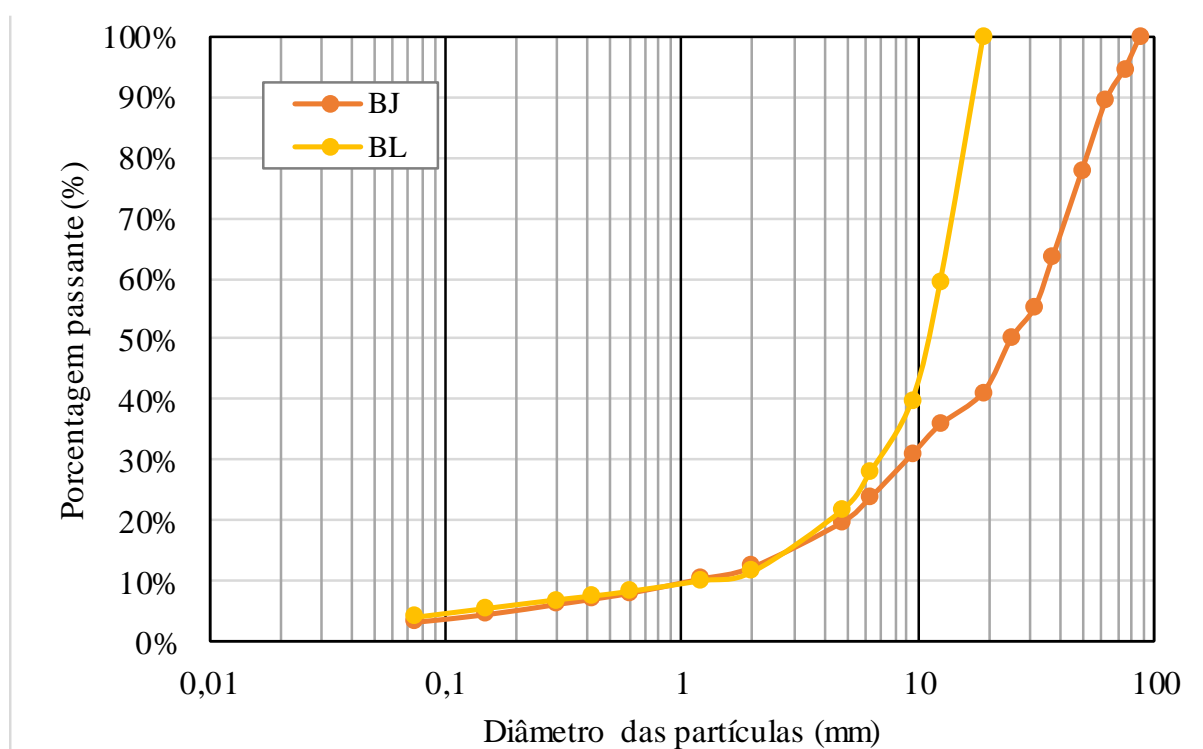
Os ensaios foram realizados em ambas as situações, sendo denominados como BJ o material que foi britado somente na jazida, utilizado conforme coleta, e BL a fração que passou pelo processo de britagem no laboratório. Os resultados foram agrupados em caracterização física, ensaios de resistência e de índice de forma e lamelaridade.

4.2.1. Caracterização física

Dentro da caracterização física serão apresentados os resultados dos ensaios de análise granulométrica, massa específica, absorção e porosidade, equivalente de areia, teor de vazios não compactados do agregado miúdo e sanidade.

A composição granulométrica de um agregado é de grande importância na pavimentação pois é através dela que verificamos se o material se enquadra em uma determinada faixa de trabalho ou quais ajustes serão necessários para viabilizar a sua utilização. Na Figura 37 são apresentadas as curvas granulométricas do agregado britado na jazida e re-britado em laboratório.

Figura 37 - Curvas granulométricas do agregado



Fonte: Autor

A amostra de material britado na jazida (BJ) apresenta-se passante integralmente na peneira de abertura 101,5mm, mesma dimensão que compreende o diâmetro máximo desta. Já a amostra (BL) foi submetida a re-britagem em laboratório, até que suas partículas fossem integralmente passantes na peneira de abertura 19mm, caracterizando então o D_{max} como a abertura desta peneira. Na Tabela 14 são apresentados os valores de massa específica, absorção

e porosidade das frações graúda (material retido na peneira 4,8mm) e miúda (material passante na peneira 4,8mm) de ambas as amostras.

Tabela 14 – Resultados de massa específica, absorção e porosidade do agregado

| Ensaio | Miúdo | | Graúdo | |
|----------------------------|-------|-------|--------|-------|
| | BJ | BL | BJ | BL |
| MER (g/cm ³) | 2,506 | 2,484 | 2,628 | 2,622 |
| MEA (g/cm ³) | 2,414 | 2,463 | 2,580 | 2,584 |
| MESSS (g/cm ³) | 2,451 | 2,471 | - | - |
| Absorção (%) | 1,52 | 0,36 | 0,69 | 0,56 |
| Porosidade (%) | - | - | 1,80 | 1,45 |

MER: Massa específica real do agregado; MEA: Massa específica aparente do agregado; MESSS: massa específica do agregado na condição saturado superfície seca.

Fonte: Autor

Com relação aos valores de massa específica real ambas as amostras apresentam valores coerentes com o tipo de maciço rochoso, neste caso granítico. Quanto à absorção as amostras BJ apresentam maiores valores, fato este aliado a ação intempérica na superfície dos fragmentos, já os blocos re-britados apresentaram menor taxa de absorção, em virtude de possuir uma superfície mais sã. A porosidade apresentou a mesma tendência da absorção uma vez que o índice foi calculado usando dados deste ensaio.

O ensaio equivalente de areia foi realizado com partículas menores que 4,8mm, onde a amostra BJ apresentou valor de 28,73% e a BL 81,08%. As normativas do DNIT que abordam sobre base estabilizada granulometricamente e do DAER/RS sobre base granular fixam como 30% o valor mínimo de equivalente de areia 30%. O material BJ apresentou um percentual pouco inferior ao mínimo estabelecidos nas normativas, no entanto os materiais foram misturados após a re-britaagem, o que possivelmente aumentou o equivalente de areia global.

A sanidade ou durabilidade foi determinada com agregados passantes na peneira ¾” e retidos na nº10. Optou-se por esse intervalo granulométrico em virtude da composição das misturas de solo-brita. O ensaio consiste basicamente em avaliar a capacidade que o agregado tem em resistir ao desgaste físico promovido através da utilização de solução de sulfato de sódio. Algumas características podem influenciar o desempenho do material como a microfraturamento, grau de compacidade, porosidade e índice de forma. Quanto menor a partícula, maior ataque sofrerá por parte dos agentes degradantes.

O resultado do ensaio foi obtido através da média ponderada das perdas de acordo com a fração granulométrica ensaiada, no entanto existem duas normativas para cálculo, a DNER 89/94 onde o resultado é obtido pela soma das frações graúdas e miúdas e a DAER-EL 104/01 onde a perda relativa ao agregado miúdo é ponderada em 0,45 e do graúdo em 0,55. Segundo a normativa do DNER 89/94, a amostra BJ apresentou perda de 6,33% e a BL de 4,13%, utilizando a norma DAER-EL 104/01 as amostras apresentaram perda de 1,33% e 0,86% respectivamente.

A amostra BJ apresentou maior perda quando comparada a BL, esse fato pode estar associado a absorção do material que é diretamente proporcional a perda. Também podemos considerar a influência da forma do agregado, uma vez que o processo de re-britagem tende a promover uma maior cubicidade do agregado, com isso agregados mais cúbicos, com menos arestas vivas, estão menos propensos ao ataque físico. A norma do DAER ES-P08/91, que trata sobre base granular, fixa como valor máximo de perda em 10%, nesse caso ambas as amostras apresentaram desempenho satisfatório frente ao ataque físico, com sulfato de sódio.

4.2.2. Índice de forma e lamelaridade

O agregado proveniente de processos de britagem tem seu formato vinculado a presença de superfícies de fácil separação na rocha matriz, como planos de fratura e disjunções verticais e horizontais. Quando da inexistência desses elementos, as fraturas ocorrem em todas as direções, produzindo-se assim fragmentos equidimensionais, ou seja, de maior cubicidade.

Os ensaios empregados para determinação do índice de forma dos agregados nesta pesquisa foram através do paquímetro digital e dos crivos redutores, conforme apresentado no item 3.4.4. No método do paquímetro digital a forma é verificada através de medidas individuais de comprimento e espessura das partículas integrantes de determinada faixa granulométrica. Já nos crivos redutores utiliza-se a composição granulométrica total da amostra, apresentando um resultado mais representativo em função da proporção de cada fração granulométrica.

O índice de lamelaridade foi determinado utilizando-se também duas metodologias, a placa de lamelaridade, preconizada pelo DAER/RS, onde são verificadas relações entre a largura e espessura de cada partícula de agregado separado em frações granulométricas. O segundo método é designado como paquímetro calíper, onde além de verificar a relação entre largura e espessura (planificação), permite obter o alongamento (largura e comprimento) e a lamelaridade (comprimento e espessura).

Os resultados oriundos dos ensaios de índice de forma e lamelaridade são apresentados na Tabela 15. Cabe destacar que os ensaios foram realizados com as frações granulométricas especificadas nas respectivas normas. A exceção é o ensaio paquímetro caliper que foi realizado nas frações 12,5mm e 9,5mm em virtude destas serem as frações mais representativas nas curvas granulométricas do material britado em jazida e laboratório, bem como na composição das misturas com solo.

Tabela 15 – Resultados dos ensaios de forma e lamelaridade

| Ensaio | BJ (total) | BJ (passante 19mm) | BL (passante 19mm) |
|---|------------|--------------------|--------------------|
| IF paquímetro digital | 2,34 | 2,55 | 2,20 |
| IF crivos redutores | 0,73 | 0,84 | 0,83 |
| Placa lamelaridade | 17,88% | 28,90% | 18,26% |
| Paquímetro Caliper 12,5mm (relação 1/5) | | 12% | 8% |
| Paquímetro Caliper 9,5mm (relação 1/5) | | 15% | 11% |

Fonte: Autor

Com relação aos ensaios de forma, no paquímetro digital quanto mais próximos de 1 os resultados se apresentarem, maior a cubicidade do agregado, porém são aceitáveis valores de até 3 segundo a NBR 7211/09 (agregados para concreto). Analisando os resultados, ambas as amostras apresentam índices entre 2,2 e 2,55. A amostra da jazida contendo agregados de maiores dimensões apresenta um índice menor que a amostra passante na peneira 19mm também oriunda da jazida, o que indica uma maior cubicidade nas partículas maiores.

Quanto aos crivos redutores, os valores para o índice de forma variam de IF=0 a IF= 1, sendo o agregado considerado de ótima cubicidade quando IF=1 e lamelar quando IF=0, conforme apresentado na norma DNIT ES 31/06 (concreto asfáltico). As amostras ensaiadas apresentam índices entre 0,73 a 0,84 onde as frações passantes na peneira 19mm apresentam valores muito próximos, demonstrando quem a re-britagem do agregado não propiciou uma maior cubicidade quando avaliada por essa metodologia. A amostra contendo partículas maiores (total) apresentou-se menos cúbica do que as demais.

Na determinação da lamelaridade, utilizando os procedimentos do DAER/RS, a amostra total e a re-britada em laboratório apresentam valores similares, no entanto, a amostra oriunda da jazida, passante na peneira 19mm, apresentou-se, em termos absolutos, 11% mais lamelar do que a amostra completa oriunda também da jazida, situação similar ao apresentado no índice

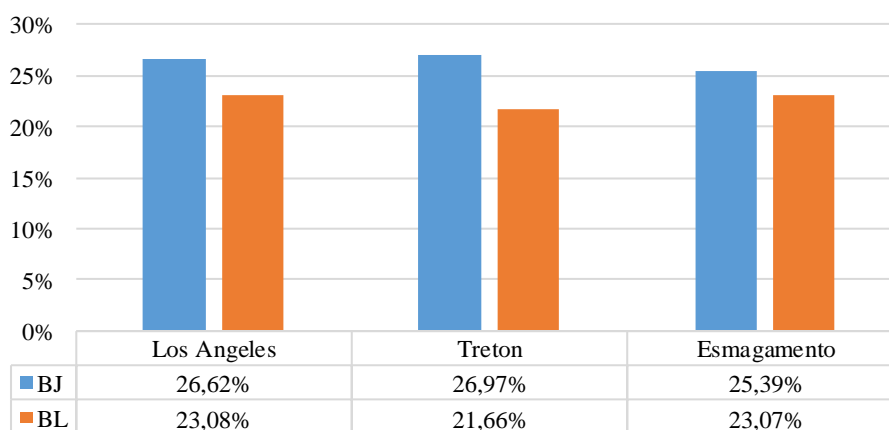
de forma pelo paquímetro. Para ensaio paquímetro caliper os resultados obtidos foram coerentes com o processo de re-britagem do agregado, onde a amostra oriunda da jazida apresentou valores superiores aos de laboratório, em ambas as frações ensaiadas.

De maneira geral, quanto a forma e lamelaridade, os agregados ensaiados mostram-se apropriados para utilização tanto em misturas para estabilização com solo, bem como para concretos asfálticos. Em todos os ensaios as amostras ficaram dentro dos limites aceitáveis. No caso de concretos asfálticos as normativas do DAER/RS que tratam sobre tratamento superficial duplo e concreto asfálticos fixam valores de lamelaridade de 40% e 50% respectivamente. No caso de misturas solo-brita o DER/PR fixa índice de forma superior a 0,5 para sub-base ou base de solo-brita (ET-P00/06/2006) e solo de comportamento laterítico-brita descontínua (SLBD-ET-P00/03/2006).

4.2.3. Ensaios de resistência mecânica

Os resultados dos ensaios de resistência mecânica apresentaram uma mesma tendência onde os materiais oriundos de uma única britagem apresentaram maior susceptibilidade aos esforços impostos nos ensaios. No ensaio de Abrasão Los Angeles a diferença relativa entre o material BJ e BL foi de 13,3%, no ensaio de degradação Treton essa variação foi de 19,7% e no ensaio de esmagamento de 9,1%, conforme apresentado na Figura 38.

Figura 38 – Comparativo entre ensaios de resistência mecânica



Fonte: Autor

Quanto às especificações normativas para uso do agregado em camadas de pavimentos, dos três ensaios, apenas a perda por abrasão Los Angeles é que apresenta uma faixa admissível

para o desgaste com valores máximos entre 40% (base e sub-base de solo-brita) e 55% (base estabilizada granulometricamente).

Com o intuito de avaliar a resistência do bloco, foram realizados ensaios de compressão puntiforme, nas condições seca e saturada. Para tal utilizou-se 10 amostras em cada condição, devidamente validadas segundo os procedimentos de ensaios descritos no item 3.4.5. A amostra seca apresentou resistência de 10,77MPa, enquanto a saturada 8,55MPa. Utilizando a classificação proposta por Bieniawski (1984) e Deere (1996), que levam em consideração o conjunto de amostras secas, o material apresenta resistência extremamente alta.

Cabe destacar que a normativa do ensaio menciona que o material deve ser saturado por 90h, no entanto após esse período rompeu-se um dos blocos de rocha e o mesmo não se encontrava completamente saturado, optou-se por extrapolar esse prazo deixando o material por 30 dias imerso, mesmo assim não ocorreu saturação completa. A saturação inapropriada, decorrente da baixa absorção do agregado e aplicação da carga de ensaio perpendicularmente às direções de fluxo, falhas e fraturas podem ocasionar resultados não coerentes com o tipo e situação da rocha, conforme comentado por Back (2018).

4.3. ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO, ISC E EXPANSÃO

Os ensaios de compactação foram realizados nas energias do Proctor Intermediário e Proctor Modificado, tanto para o solo como para as três misturas propostas. Na Tabela 16 são apresentados os valores de umidade ótima e peso específico aparente seco máximo (γ_{dmax}) das amostras.

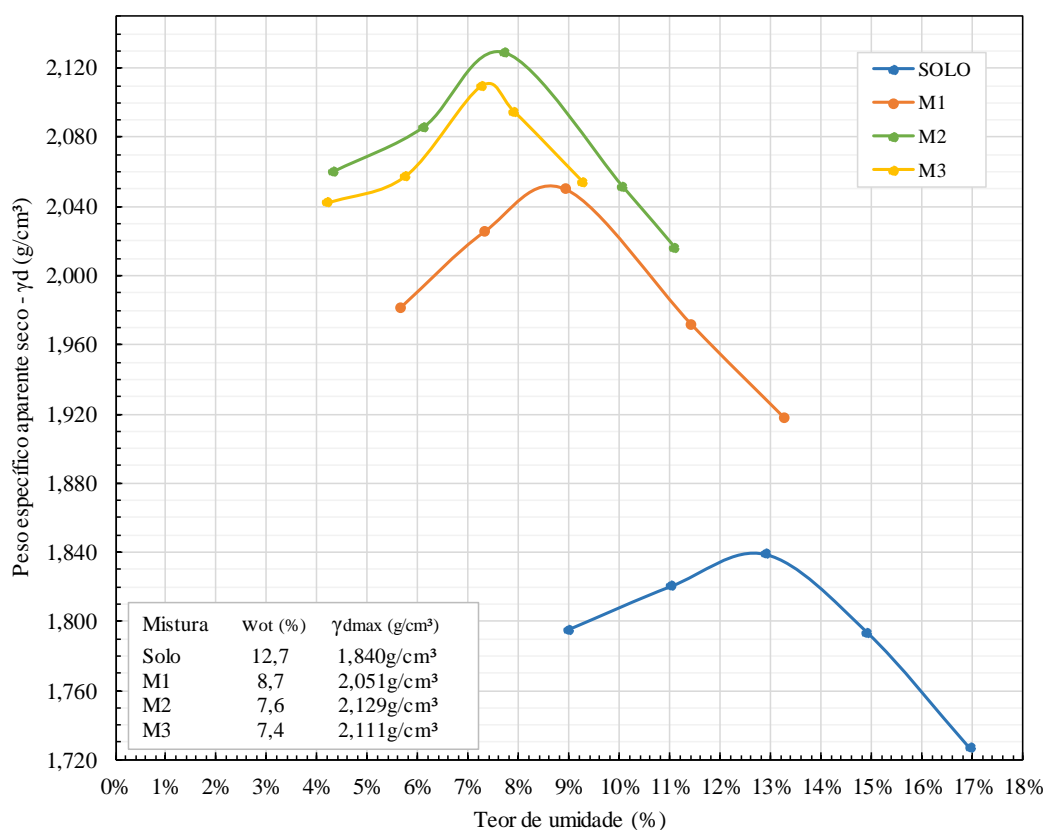
Tabela 16 – Parâmetros de compactação na energia do Proctor Intermediário e Proctor Modificado

| Energia | Amostra | γ_{dmax} (g/cm ³) | w _{ot} (%) |
|-----------------------|-----------|--------------------------------------|---------------------|
| Proctor Intermediário | Solo | 1,840 | 12,7 |
| | Mistura 1 | 2,051 | 8,7 |
| | Mistura 2 | 2,129 | 7,6 |
| | Mistura 3 | 2,111 | 7,4 |
| Proctor Modificado | Solo | 1,910 | 11,5 |
| | Mistura 1 | 2,114 | 7,0 |
| | Mistura 2 | 2,198 | 6,0 |
| | Mistura 3 | 2,200 | 6,6 |

Observando os resultados apresentados na Tabela 16, verifica-se que o solo e a mistura M1 (com maior percentual de finos) apresentaram um comportamento esperado de menores valores de peso específico e maiores teores de umidade ótima. Com o aumento da energia de compactação e do percentual de agregado obteve-se um aumento no peso específico aparente seco máximo e uma redução no teor de umidade ótima. Cabe destacar, na energia intermediária, as misturas M2 e M3, onde o valor do γ_{dmax} da mistura M3 apresenta-se ligeiramente inferior a mistura M2, fato possivelmente relacionado à carência de finos da mistura, onde dada uma menor energia de compactação não foi suficiente para uma densificação de maior magnitude.

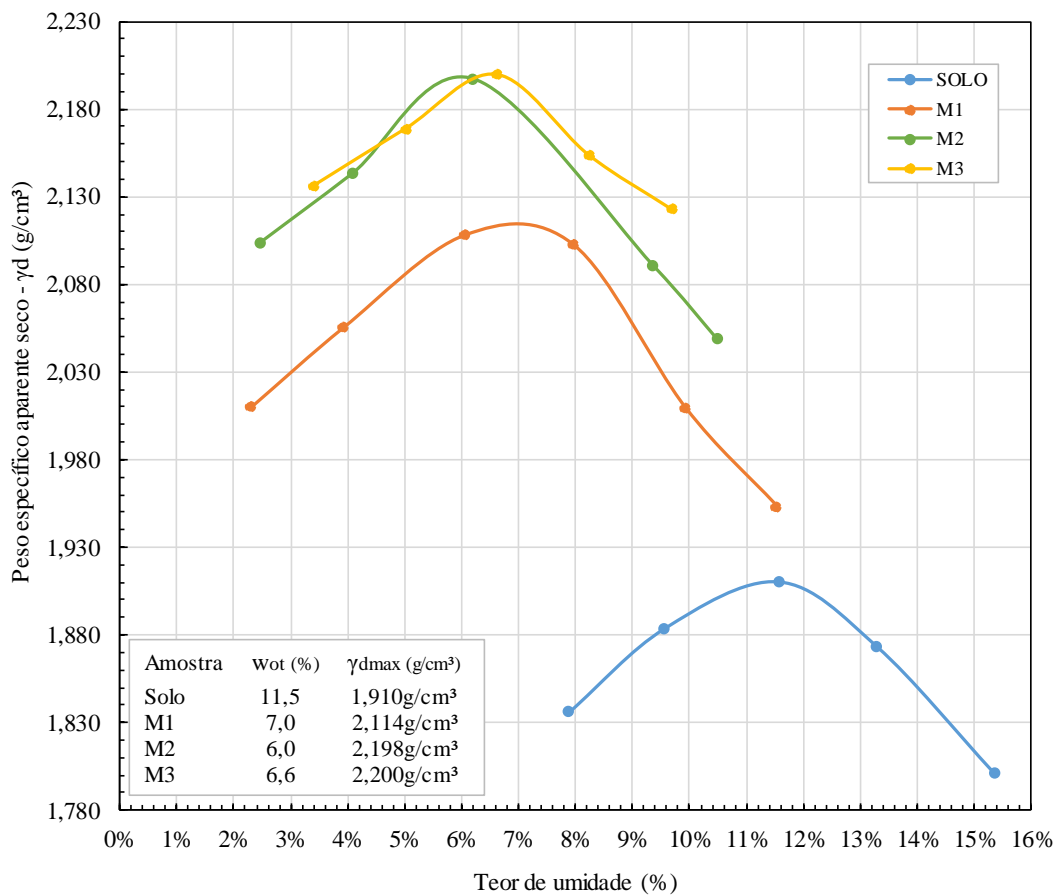
Na Figura 39 são apresentadas as curvas de compactação do solo bem como as misturas na energia intermediária, onde é possível visualizar o aumento do γ_d ao comparar a curva de compactação do solo com as misturas, em especial a M1 e M2 que apresentam maior densificação a medida em que foi acrescido agregado ao solo. A curva de compactação da M3 apresentou uma redução de γ_d quando comparada com a M2 e seus respectivos percentuais de agregado, fato relacionado a carência de material fino, oriundo principalmente da fração de solo constituinte das misturas.

Figura 39 – Curvas de compactação – Proctor Intermediário



Na energia modificada (Figura 40), as mesmas misturas (M2 e M3) apresentam agora um comportamento inverso ao esperado, quanto aos teores de umidade ótima. A mistura M3, com menor percentual de finos, exibe um teor de umidade ótima pouco maior que a mistura M2. Esse fato pode ser justificado devido ao aumento na energia de compactação aliado a presença de vazios, devido a carência de finos, e às partículas de agregado não muito resistentes. Com isso, durante a compactação essas partículas acabaram sendo pulverizadas, resultando em uma maior quantidade de finos e por sua vez um maior teor de umidade na condição ótima de compactação.

Figura 40 – Curvas de compactação – Proctor Modificado

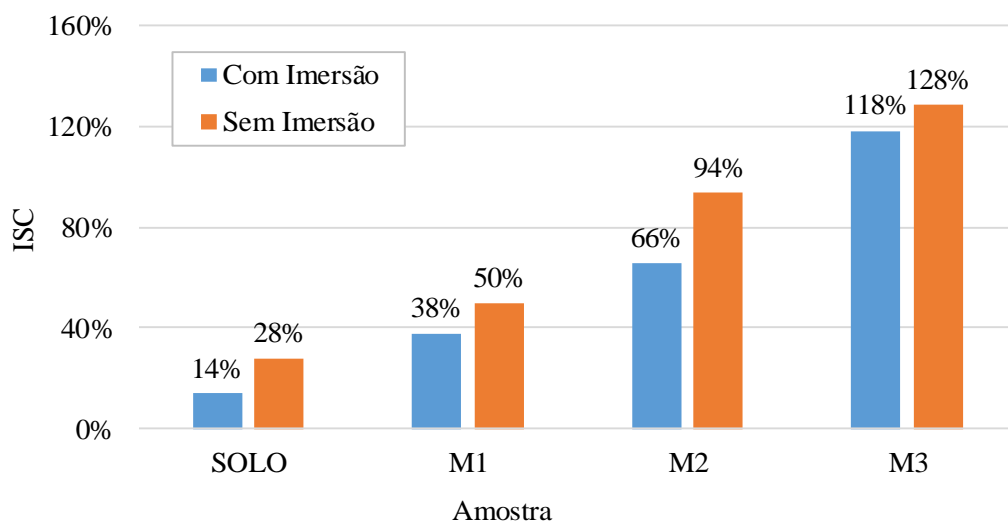


Fonte: Autor

O ISC das misturas, no Proctor Intermediário, apresentaram uma boa correlação com a adição de agregado, bem como com o impacto da imersão nos resultados. A Figura 41 apresenta os valores de ISC nas condições com e sem imersão, onde percebe-se que o solo e a mistura 2 foram os mais impactados em termos de perda de suporte com a imersão. Dentre as misturas,

apenas a M2 e a M3 apresentaram ISC suficiente para uso em camadas de base ($ISC \geq 80\%$), considerando os valores sem imersão, quando levado em consideração a imersão, a mistura 2 seria indicada apenas para composição de camadas de sub-base ($ISC \geq 60\%$).

Figura 41 – Valores de ISC no Proctor Intermediário



Fonte: Autor

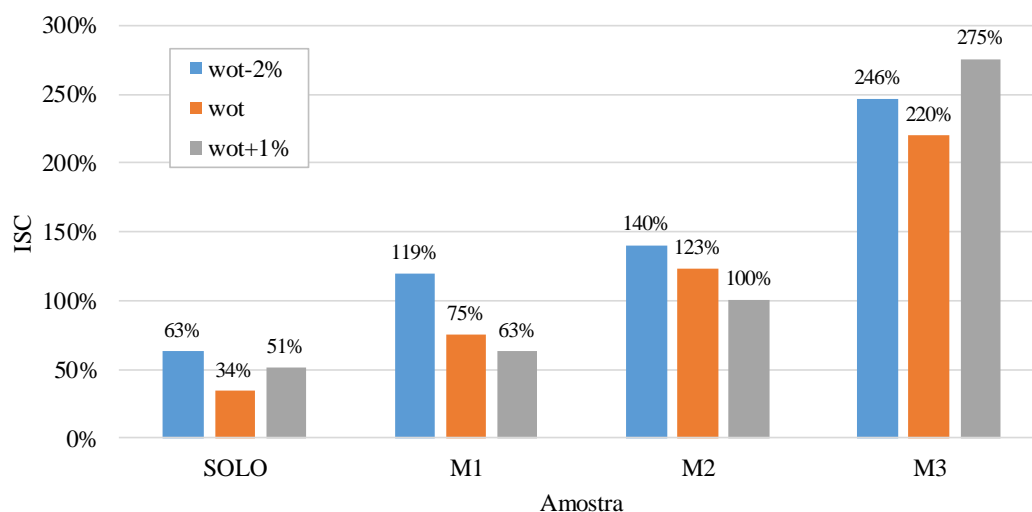
No Proctor Modificado, o ISC apresentou tendência similar ao Proctor Intermediário, porém com valores mais expressivos, resultado do acréscimo de energia de compactação. Mantém-se a mesma tendência: aumento de suporte em função do acréscimo de agregado e redução pela imersão.

Como a variação de umidade é fator que influencia significativamente as características de suporte dos materiais empregados em camadas de base e sub-base, buscou-se avaliar o comportamento do solo e das misturas em determinado intervalo de umidade.

As normativas que orientam a utilização de solos estabilizados com material granular preconizam como intervalo aceitável de variação de umidade de -2% a +1% em relação ao teor ótimo, desde que o material apresente desempenho similar ao obtido no teor ótimo. Com isso buscou-se moldar os corpos de prova do ensaio de ISC, nesse intervalo de umidade, com grau de compactação igual ou superior a 98%, onde para tal foi necessário um acréscimo à energia do Proctor modificado (+26 golpes), totalizando 81 golpes por camada, de modo a atingir valores próximos de γ_{dmax} aos obtidos nas amostras compactadas no teor de umidade ótima.

Os resultados do ISC nas três condições ($w_{ot-2\%}$, w_{ot} e $w_{ot+1\%}$) são apresentados, na condição sem imersão, pela Figura 42, e imersos, na Figura 43.

Figura 42 – Valores de ISC na energia do Proctor Modificado sem imersão



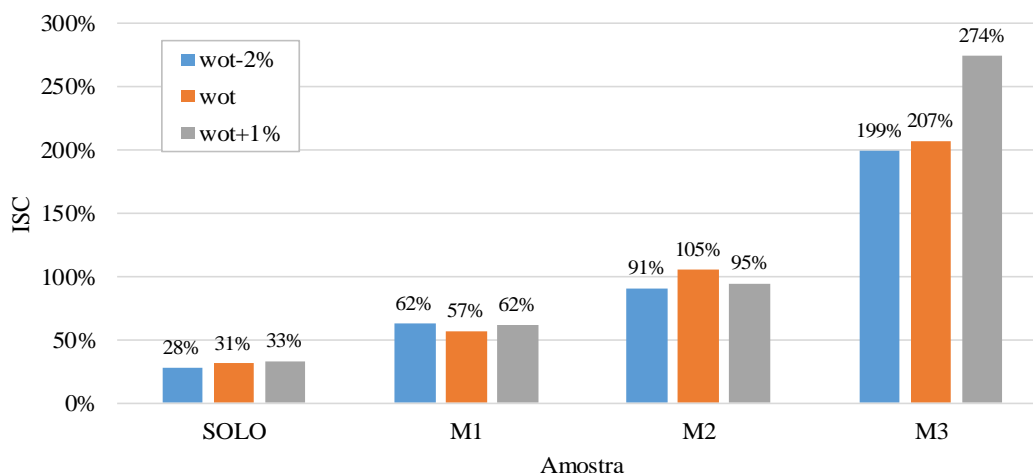
Fonte: Autor

Os dados apresentados no gráfico acima mostram similaridade no comportamento dos materiais com a variação de umidade, onde quanto menor o teor de umidade, maior o ISC, a exceção do solo e da mistura M3 onde as amostras com 1% acima do teor ótimo apresentam valores maiores que na umidade ótima.

Com relação ao emprego dos materiais em camadas de pavimentação, a variação no teor de umidade apresentou pouca influência na indicação de uso do material quando comparados ao teor de umidade ótima. O solo compactado no teor ótimo seria indicado apenas para constituição de subleito ou reforço do mesmo, no entanto compactado na $w_{ot}-2\%$ o material apresentou suporte suficiente para uso em camada de sub-base, devido ao aumento na energia de compactação de modo a obter um γ_{dmax} próximo aos corpos de prova compactados no teor de umidade ótima. A M1 apresentou variação similar ao solo, com potencial de uso para $w_{ot}-2\%$ na camada de base e $w_{ot}+1\%$ na sub-base, já a M2 e M3 permaneceram com indicação para camada de base. Porém as normativas indicam que o material para uso em camadas de pavimentos deve ser condicionado a imersão. A Figura 43 apresenta os resultados do ISC nas mesmas condições de umidade citadas anteriormente, entretanto submetidos a imersão.

Na condição imersa os resultados de ISC do solo bem como das misturas M1 e M2, compactadas na variação de umidade, apresentam valores próximos ao teor de umidade ótima, mesmo com acréscimo na energia de compactação. A amostra M3 seguiu a mesma tendência das demais, exceto no teor de umidade $w_{ot}+1\%$ onde o ISC apresentou-se mais elevado, próximo ao resultado sem imersão.

Figura 43 – Valores de ISC no Proctor Modificado com imersão



Fonte: Autor

Quanto à expansão, na energia intermediária o solo apresentou um percentual de 0,79%, já as misturas não apresentaram expansão. No Proctor Modificado os valores de expansão foram tanto maiores quanto menor o teor de umidade de moldagem, não havendo influência do acréscimo de energia, conforme apresentado na Tabela 17.

Tabela 17 – Expansão no ensaio de ISC na energia do Proctor Modificado

| Amostra | Solo | Mistura 1 | Mistura 2 | Mistura 3 |
|---------|-------|-----------|-----------|-----------|
| wot-2% | 1,52% | 0,27% | 0,05% | - |
| wot | 0,19% | 0,17% | 0,04% | - |
| wot+1% | 0,58% | - | - | - |

Fonte: Autor

Fazendo uma comparação entre os resultados com e sem imersão observa-se que a perda de suporte é mais expressiva quanto menor o teor de umidade de moldagem, ainda que nesse caso tenha ocorrido um acréscimo na energia de compactação, de aproximadamente 50%. As amostras submetidas a condição imersa apresentaram desempenho satisfatório para emprego em camadas de pavimentos onde, no caso do solo, somente poderia ser utilizado como reforço de subleito, já a mistura M1 é indicada para composição de camadas de sub-base, e as misturas M2 e M3 para camadas de base. Em todos os casos os materiais poderiam ser utilizados dentro da variação de umidade prevista em norma ($-2\% < w_{ot} < +1\%$), desde que atinjam um grau de compactação igual ou superior a 98% ao obtido no teor de umidade ótima, o que por sua vez permitiu obter ISC condizente com o solicitado para emprego em tais camadas. Quanto a expansão todas as misturas apresentaram valor inferior a 0,5% reafirmando seu potencial uso.

4.4. MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Os ensaios de Módulo de Resiliência objetivam descrever o comportamento dos materiais empregado frente a deformabilidade elástica. A determinação deste parâmetro é de fundamental importância na qualificação de materiais para emprego em camadas de pavimentos a partir de metodologias mecanístico-empíricas. Os valores obtidos foram ajustados através de modelos matemáticos, buscando verificar a influência de cada parâmetro na previsão do comportamento do solo e das misturas. Foram utilizados modelos que avaliam a influência das tensões confinante, desvio, invariante de tensões, composto e universal, além de outros dois que consideram a sucção mátrica e o grau de saturação da amostra.

Com o propósito de conhecer a influência do teor de umidade e da variação da energia de compactação, os ensaios foram realizados com amostras submetidas a variação de umidade pré compactação, com redução de 2% no teor de umidade ótima e aumento de 1%, e pós compactação com secagem e umedecimento dos corpos de prova antes do ensaio. Quanto a variação de energia, foi avaliado o desempenho dos materiais nas energias do Proctor Intermediário e Modificado, no teor de umidade ótima. Também foi verificada a influência da ação da deformação plástica no M_R , realizando ensaios nos corpos de prova submetidos a deformação permanente.

Com a realização dos ensaios de M_R , nas variadas condições de umidade e energia apresentadas, buscou-se conhecer a influência da sucção e da degradação do agregado em cada condição experimental. Para tal, dos três corpos de prova ensaiados, o primeiro e o terceiro foram destinados ao ensaio de sucção, conforme apresentado no item 3.10, e o corpo de prova remanescente foi submetido a análise granulométrica para avaliação da quebra do agregado.

4.4.1. Influência da variação de umidade pós compactação no M_R

A determinação do módulo de resiliência foi realizada como apresentado no item 3.8, onde para cada condição de umidade foram utilizadas três amostras de cada material, de acordo com o teor de umidade desejado e percentual de agregado empregado, totalizando 36 ensaios compactados na energia modificada.

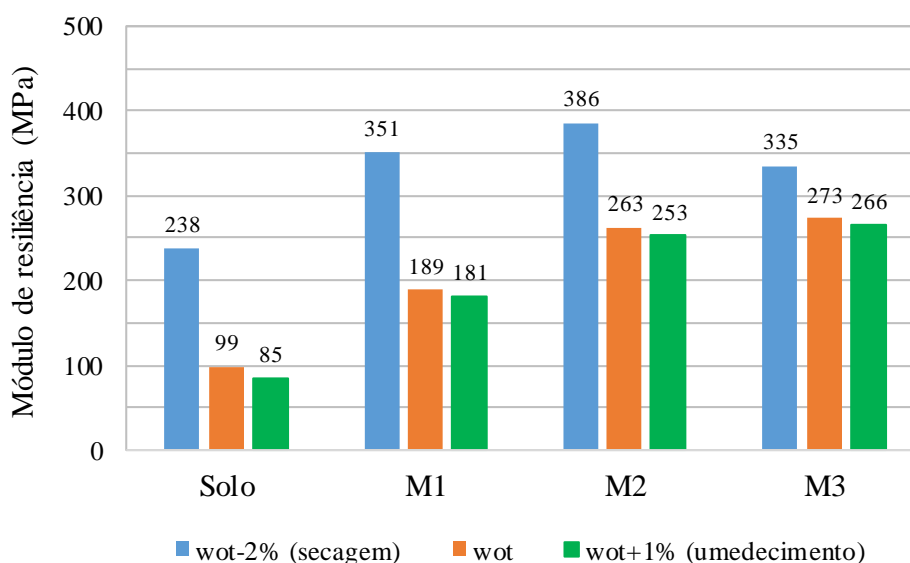
Os teores de umidade foram definidos conforme critérios estabelecidos em normas referentes ao emprego de materiais em camadas de base e sub-base de estruturas de pavimentos, onde a variação aceitável é de 2% abaixo e 1% acima do teor ótimo. Com isso os corpos de

prova foram submetidos a perda de umidade com secagem ao ar e ao processo de umedecimento por aspersão de água, respectivamente. O controle da umidade foi realizado através de determinações constantes da massa dos corpos de prova. Uma vez atingido o teor estipulado, as amostras foram devidamente embaladas e armazenadas em caixa de isopor para que ocorresse a homogeneização da umidade, onde se estabeleceu o período de 15 dias para que ocorresse a equalização.

Os ensaios no teor de umidade ótima, foram realizados imediatamente após a moldagem dos corpos de prova. Tendo em vista a presença de agregados na mistura, adotou-se procedimento similar ao realizado para britas graduadas, de modo a evitar a perda de umidade através da exposição dos CPs ao ar. Na Figura 44 são apresentados os valores médios do módulo de resiliência, obtidos para os três corpos de prova, no teor de umidade ótima e nas variações de umidade (secagem em 2% e umedecimento em 1%), propostas na análise.

Com relação aos parâmetros de compactação, foram mantidos os mesmos critérios de aceitabilidade dos corpos de prova, com teor de umidade variando 0,2% no entorno da umidade ótima e o grau de compactação acima de 98%. Dentre as misturas, a M3 apresentou os menores valores de GC, próximos ao limite estabelecido. Este fato é justificado pela carência de finos na amostra e grande volume de vazios, uma vez que seria necessário um incremento ainda maior na energia de compactação para obtenção de um grau de compactação próximo a 100% do γ_{dmax} obtido na curva de compactação. Nos Apêndices 1, 2, 3 e 4 estão os dados de compactação.

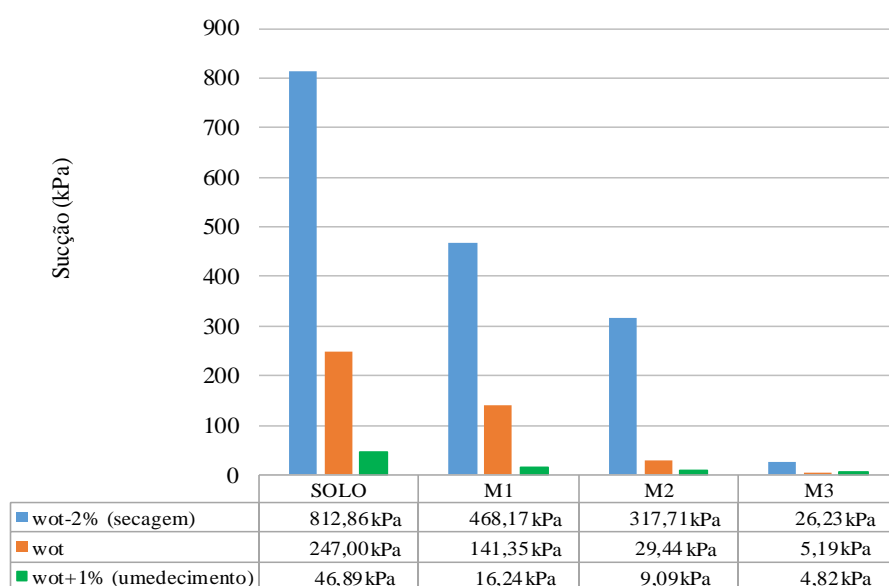
Figura 44 – Variação do módulo de resiliência com o teor de umidade pós-compactação



Observando os resultados apresentados acima, a redução em 2% no teor de umidade pós compactação promoveu um aumento significativo no módulo de resiliência das amostras, onde o solo apresentou um aumento de 140%, a M1 de 86%, a M2 de 47% e a M3 de 23%, representando uma tendência de aumento na diferença conforme o percentual de solo na mistura. Para as amostras submetidas ao aumento em 1% no teor de umidade verificou-se pequena redução da rigidez elástica quando comparado ao teor de umidade ótima, onde o solo apresentou um decréscimo de 15%, a M1 de 4%, a M2 de 3% e a M3 de 4%, mostrando novamente que o solo é mais susceptível a variações de umidade, mesmo quando compactado na umidade ótima.

Com isso buscou-se avaliar o a influência da variação de umidade, a partir do parâmetro de sucção, onde os corpos de prova, após o ensaio de resiliência, foram cortados no sentido longitudinal e em uma das metades foram colocados dez pedaços de papel filtro, distribuídos de maneira a medir a sucção mátrica na parte interna, externa e nas duas extremidades da amostra. Os procedimentos do ensaio estão descritos na metodologia, no item 3.10. Com as umidades obtidas nos papéis foi determinada a sucção relativa a cada porção da amostra, onde após avaliação da variabilidade desta em função do teor de umidade, determinou-se a sucção média de cada corpo de prova e a média geral entre as amostras em uma mesma condição de umidade, apresentados na Figura 45. Com a outra metade do corpo de prova foi determinado o teor de umidade imediatamente após o corte, admitido como umidade pós ensaio de M_R .

Figura 45 – Variação da sucção com o teor de umidade – secagem e umedecimento



A amostra de solo apresentou um ganho elevado na sucção quando reduzido o teor de umidade em 2%, onde ao comparar com o teor ótimo observa-se um aumento de 229%, já o aumento de umidade em 1% promoveu uma redução de 427% na sucção. Nesse caso a sucção mostra-se mais susceptível ao incremento de umidade onde com a metade da variação, o solo apresentou o dobro de redução na sucção. Quanto ao impacto da sucção no módulo de resiliência, na $w_{ot}-2\%$ a sucção dobrou e o M_R apresentou ganho de 1,4. No umedecimento o M_R apresentou ligeira redução, enquanto os valores de sucção foram quatro vezes menores quando comparados aos obtidos no teor ótimo, não apresentando uma tendência linear em tal redução.

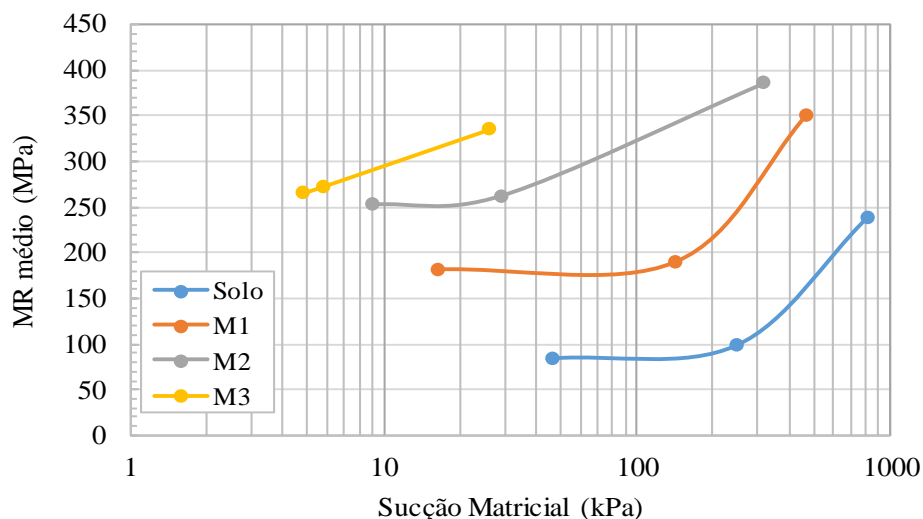
As misturas mostram comportamento similar a amostra de solo, porém com valor de sucção inversamente proporcional a taxa de acréscimo de agregado as amostras. Na M1 a redução no teor de umidade resultou em acréscimo percentual de 231%, muito próximo ao obtido no solo, já o acréscimo de umidade promoveu uma redução elevada na sucção, na ordem de 770%, no entanto, no módulo de resiliência não se observou esse impacto no umedecimento, uma vez que redução foi de apenas 4%, já a redução da umidade promoveu aumento no M_R , de menor magnitude que o solo, porém relevante. Com relação a M2, as amostras seguiram a tendência de aumento de sucção e M_R conforme redução da umidade e redução da sucção sem grande impacto no M_R para o acréscimo de umidade, ambos os casos com menor significância que o solo e a M1.

A mistura M3 demonstrou menor variação, dentre os materiais, tanto na sucção como M_R , conforme se variou a umidade. No entanto mesmo com sucção relativamente baixa na umidade ótima, a redução na umidade promoveu um aumento de quatro vezes na sucção, com a amostra apresentando carência de finos e grande volume de vazios. Já o incremento de umidade representou uma perda baixa (8%). Quanto ao módulo de resiliência, observou-se como em todos os casos que o mesmo é mais elevado nas umidades menores, no entanto com menor expressividade para a mistura M3. Mesmo tendo um percentual maior de agregado, a mistura apresentou módulo inferior a M2 no caso da secagem.

De maneira geral, pode-se verificar que para todas as amostras a sucção apresenta uma tendência esperada, conforme observado na literatura, onde mesmo com a adição de agregado ao solo, o parâmetro continuou apresentando variações coerentes em função do teor de umidade. Cabe destacar que a redução de umidade em 2% permitiu obter sucções mais elevadas, principalmente na amostra de solo, no entanto foi o aumento de umidade que promoveu uma variação percentual mais significativa do parâmetro em comparação ao teor de umidade ótima, porém sem reduções significativas no M_R . Já o aumento na sucção pode estar associado ao

aumento no M_R . Na Figura 46 são apresentados os resultados de sucção matricial e módulo de resiliência para cada amostra nas três condições de umidade.

Figura 46 – Variação do módulo de resiliência com a sucção



Fonte: Autor

Observando a figura acima, nota-se que a amostra de solo e a mistura M1 apresentam curvas bem similares, exceto pelos valores absolutos mais elevados de sucção para o solo e de M_R na mistura M1. Comparando as misturas tem-se uma tendência de linearidade e redução na sucção a medida em que se aumenta o teor de agregado, o M_R apresenta elevação da M1 para a M2. A mistura M3 apresenta M_R menor que a M2 dado a carência de finos, já a M1 apresenta excesso de finos, apresentando comportamento mais próximo ao solo.

A análise conjunta dos resultados obtidos nos ensaios de módulo de resiliência foi realizada através de regressões múltiplas não lineares, a partir dos modelos apresentados no item 2.2.1, com uso do *software Statistica*. Inicialmente os corpos de prova foram modelados individualmente o que possibilitou a obtenção de elevados coeficientes de regressão, no entanto julgou-se mais apropriado realizar as análises conjuntamente, com os três corpos de prova submetidos em cada condição de umidade. Os parâmetros de correlação entre tensões e módulo de resiliência, para os modelos bidimensionais $k-\sigma_3$ e $k-\sigma_d$, são apresentados na Tabela 18, bem como coeficiente de determinação para o solo e as misturas propostas. Na Tabela 19 são apresentadas as relações entre tensões obtidas nos modelos tridimensionais, composto e universal, e na Tabela 20, os modelos que consideram também a influência da umidade, através do parâmetro de sucção e do grau de saturação do material.

Tabela 18 – Parâmetros dos modelos $k-\sigma_3$ e $k-\sigma_d$ – secagem e umedecimento

| Amostra | Condição | Modelo: $k-\sigma_3$ (Biares) | | | Modelo: $k-\sigma_d$ (Svenson) | | |
|------------|---------------|-------------------------------|-------|-------|--------------------------------|-------|-------|
| | | k_1 | k_2 | R^2 | k_1 | k_2 | R^2 |
| Solo | $w_{ot.-2\%}$ | 468,757 | 0,243 | 0,840 | 323,572 | 0,139 | 0,424 |
| | $w_{ot.}$ | 261,365 | 0,352 | 0,558 | 152,065 | 0,198 | 0,266 |
| | $w_{ot.+1\%}$ | 389,503 | 0,560 | 0,825 | 175,159 | 0,340 | 0,486 |
| Mistura M1 | $w_{ot.-2\%}$ | 1614,361 | 0,559 | 0,904 | 806,972 | 0,391 | 0,708 |
| | $w_{ot.}$ | 1053,392 | 0,634 | 0,908 | 462,285 | 0,427 | 0,661 |
| | $w_{ot.+1\%}$ | 1921,695 | 0,886 | 0,978 | 602,877 | 0,581 | 0,726 |
| Mistura M2 | $w_{ot.-2\%}$ | 2597,448 | 0,705 | 0,963 | 1070,040 | 0,484 | 0,753 |
| | $w_{ot.}$ | 2437,787 | 0,833 | 0,961 | 831,29 | 0,554 | 0,733 |
| | $w_{ot.+1\%}$ | 2469,585 | 0,853 | 0,961 | 846,048 | 0,584 | 0,767 |
| Mistura M3 | $w_{ot.-2\%}$ | 3166,560 | 0,839 | 0,919 | 1107,275 | 0,575 | 0,743 |
| | $w_{ot.}$ | 2854,911 | 0,879 | 0,976 | 898,772 | 0,574 | 0,722 |
| | $w_{ot.+1\%}$ | 2252,794 | 0,798 | 0,895 | 804,425 | 0,530 | 0,657 |

Fonte: Autor

Os dois modelos bidimensionais representam de maneira satisfatória o comportamento dos materiais tanto em relação a tensão desvio como confinante, os valores positivos do coeficiente k_2 demonstram que a medida em que as tensões se elevam, os módulos tendem a aumentar, de maneira particular em cada material bem como em cada condição de umidade.

Tabela 19 – Parâmetros dos modelos composto e universal – secagem e umedecimento

| Amostra | Condição | Modelo composto | | | | Modelo universal | | | |
|------------|---------------|-----------------|-------|--------|-------|------------------|-------|--------|-------|
| | | k_1 | k_2 | k_3 | R^2 | k_1 | k_2 | k_3 | R^2 |
| Solo | $w_{ot.-2\%}$ | 485,854 | 0,304 | -0,061 | 0,868 | 396,114 | 0,329 | -1,754 | 0,779 |
| | $w_{ot.}$ | 268,006 | 0,409 | -0,062 | 0,568 | 120,460 | 0,234 | 1,128 | 0,486 |
| | $w_{ot.+1\%}$ | 392,293 | 0,575 | -0,015 | 0,826 | 168,030 | 0,566 | -0,672 | 0,752 |
| Mistura M1 | $w_{ot.-2\%}$ | 1525,506 | 0,464 | 0,096 | 0,920 | 763,606 | 0,621 | -1,105 | 0,910 |
| | $w_{ot.}$ | 1010,510 | 0,556 | 0,081 | 0,918 | 400,921 | 0,645 | -0,518 | 0,891 |
| | $w_{ot.+1\%}$ | 1794,799 | 0,770 | 0,117 | 0,991 | 667,979 | 1,058 | -2,542 | 0,977 |
| Mistura M2 | $w_{ot.-2\%}$ | 2416,590 | 0,588 | 0,116 | 0,980 | 1137,342 | 0,844 | -2,138 | 0,977 |
| | $w_{ot.}$ | 2256,444 | 0,706 | 0,127 | 0,978 | 898,162 | 0,991 | -2,349 | 0,969 |
| | $w_{ot.+1\%}$ | 2239,847 | 0,689 | 0,166 | 0,988 | 792,869 | 0,960 | -1,648 | 0,979 |
| Mistura M3 | $w_{ot.-2\%}$ | 2850,543 | 0,670 | 0,167 | 0,945 | 1116,679 | 0,982 | -2,090 | 0,943 |
| | $w_{ot.}$ | 2675,775 | 0,775 | 0,103 | 0,986 | 1119,765 | 1,105 | -3,258 | 0,982 |
| | $w_{ot.+1\%}$ | 2139,908 | 0,706 | 0,091 | 0,903 | 917,863 | 0,970 | -2,646 | 0,893 |

Fonte: Autor

Os coeficientes de determinação obtidos nos modelos tridimensionais mostram que ambos os modelos descrevem de maneira muito satisfatória o comportamento dos materiais em função dos estados de tensões aplicados no ensaio de resiliência. O modelo composto representa um pouco melhor o comportamento do solo e das misturas, porém cabe salientar que a amostra de solo, em ambos os modelos, apresentou um R^2 considerado mediano, fato também observado nos modelos bidimensionais.

Com relação a influência das tensões no módulo de resiliência, no modelo composto, para a amostra de solo, o coeficiente k_3 apresenta-se negativo, indicando que a medida em que a tensão desvio aumenta, o M_R tende a diminuir, já no modelo universal essa situação ocorre apenas para os corpos de prova nas variações de umidade, também na amostra de solo. As misturas apresentam comportamento similar aos modelos bidimensionais, onde ambas as tensões influenciam diretamente no comportamento resiliente.

As relações entre tensões e a variação no teor de umidade no modulo de resiliência foram testadas através dos modelos de Yang et al. (2005) e Liang et al. (2008), onde no primeiro o coeficiente k_2 diz respeito a soma entre tensão desvio e o produto entre a saturação e a sucção matricial do material, no segundo o k_2 está relacionado ao invariante de tensões ($\sigma_d + 3\sigma_3$), grau de saturação e sucção mátrica, já o k_3 refere-se as tensões atuantes, através da tensão octaédrica (relações entre σ_1 , σ_2 e σ_3).

Tabela 20 – Parâmetros dos modelos Yang et al. (2005) e Liang et al. (2008) – secagem e umedecimento

| Amostra | Condição | Modelo Yang et al. (2005) | | | Modelo Liang et al. (2008) | | | |
|------------|----------|---------------------------|-------|-------|----------------------------|-------|--------|-------|
| | | k_1 | k_2 | R^2 | k_1 | k_2 | k_3 | R^2 |
| Solo | Wot-2% | 311,122 | 0,586 | 0,343 | 330,832 | 1,040 | -0,489 | 0,757 |
| | Wot | 108,283 | 0,084 | 0,055 | 666,851 | 0,067 | 0,538 | 0,406 |
| | Wot+1% | 195,182 | 0,468 | 0,520 | 362,865 | 0,795 | -0,404 | 0,790 |
| Mistura M1 | Wot-2% | 984,981 | 0,900 | 0,659 | 615,460 | 1,205 | -0,492 | 0,943 |
| | Wot | 566,404 | 0,786 | 0,695 | 434,955 | 1,120 | -0,464 | 0,956 |
| | Wot+1% | 613,075 | 0,627 | 0,722 | 571,119 | 1,132 | -0,569 | 0,982 |
| Mistura M2 | Wot-2% | 1296,452 | 1,043 | 0,704 | 475,763 | 1,458 | -0,630 | 0,970 |
| | Wot | 894,172 | 0,654 | 0,736 | 799,948 | 1,131 | -0,555 | 0,980 |
| | Wot+1% | 859,131 | 0,603 | 0,774 | 904,274 | 0,974 | -0,340 | 0,984 |
| Mistura M3 | Wot-2% | 1125,794 | 0,628 | 0,731 | 1079,147 | 1,043 | -0,418 | 0,927 |
| | Wot | 910,795 | 0,591 | 0,721 | 912,065 | 1,162 | -0,676 | 0,985 |
| | Wot+1% | 815,894 | 0,531 | 0,619 | 1068,349 | 1,025 | -0,609 | 0,869 |

O modelo de Yang et al. (2005) apresentou uma relação direta da tensão desvio, sucção e grau de saturação com o módulo de resiliência. Nas misturas os coeficientes de determinação mostram-se mais representativos, para o solo os valores são baixos. Já o modelo de Liang et al. (2008), mesmo com entrada de cinco parâmetros, representou melhor o desempenho do MR em função das tensões e variação de umidade, onde em todas as amostras o coeficiente k_3 apresenta relação inversa às tensões desvio e confinante. O coeficiente k_2 mostra relação direta entre a sucção e o grau de saturação das amostras e o M_R . Os coeficientes de determinação, para o modelo de Liang et al. (2008), ficaram acima de 0,94 nas misturas, a exceção da condição $w_{ot}+1\%$ da M3 (0,869). No solo os valores foram inferiores, principalmente no teor de umidade ótima (0,406).

Comparando os seis modelos empregado na obtenção dos coeficientes k_1 , k_2 e k_3 através do coeficiente de determinação (R^2), verifica-se que todos apresentaram boas correlações com as variáveis previamente estabelecidas, onde os modelos tridimensionais apresentaram um ajuste mais próximo aos resultados obtidos nos ensaios triaxiais do que os modelos bidimensionais, a exceção do modelo de Biarez (com R^2 elevado). Os gráficos dos modelos de Biarez, Svenson, composto e universal são apresentados nos Apêndices 1, 2, 3 e 4.

4.4.2. Influência da variação de umidade e energia da compactação no M_R

As normativas nacionais que discorrem sobre a utilização de materiais estabilizados granulometricamente em camadas de sub-base e base de pavimentos especificam um intervalo aceitável de variação na umidade de compactação, na faixa de 2% abaixo e 1% acima do teor de umidade ótima obtido em laboratório, desde que comprovado a equivalência de densidade máxima compactada, através do grau de compactação e de suporte pelo ISC.

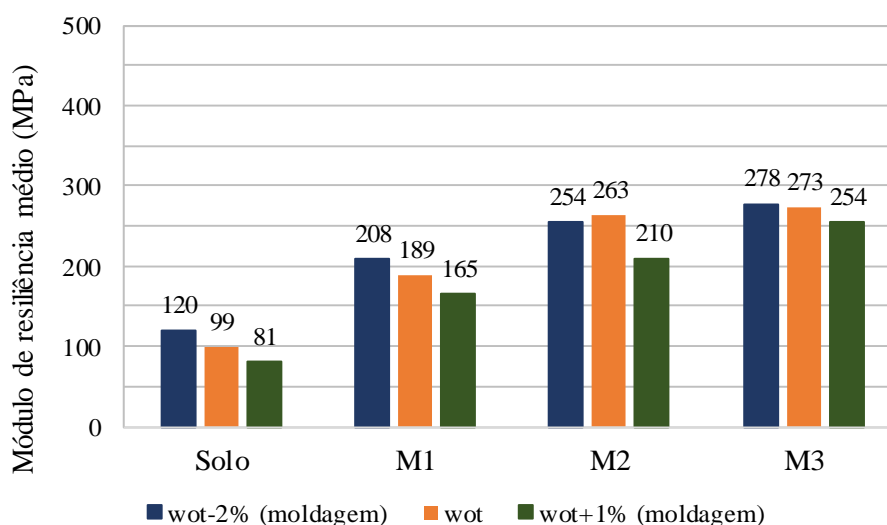
Observando as curvas de compactação na energia do Proctor modificado, a densidade compactada nos limites de umidade estabelecidos, em comparação ao teor de umidade ótima, apresentam grau de compactação entre 96% e 98%, não atendendo ao estipulado nas normativas. Com isso faz-se necessário um aumento na energia de compactação, de modo a obter um GC de 100%, para tal foram realizadas algumas tentativas com incrementos sucessivos no número de golpes e verificação da densidade, onde se chegou a 26 golpes por camada para o teor de 2% abaixo da ótima e de 24 golpes para 1% acima, esses golpes foram acrescidos aos 56 golpes já padronizados da energia modificada para compactação no molde tripartido 10x20.

O critério de aceitação estabelecido para os corpos de prova foi o grau de compactação igual ou superior a 98% e a variação na umidade estipulada em 0,2%. Os ensaios foram realizados imediatamente após a compactação objetivando a manutenção do teor de umidade definido para as análises, principalmente nas amostras com maior composição de agregado, devido a maior tendência de perda de umidade a partir da exposição ao ar.

Como procedimento de controle de umidade, as amostras foram umedecidas 24h antes da compactação, após esse período de repouso foram tomadas porções de material para determinação da umidade. Caso a umidade adicionada não estivesse de acordo com a estabelecida, era promovido o ajuste antes da compactação. Durante o processo de compactação foram coletadas novas amostras para determinação da umidade de moldagem. Após a realização dos ensaios de M_R , os corpos de prova foram devidamente embalados e acondicionados de maneira a manter a umidade pós ensaio, para posterior determinação desta junto ao ensaio de sucção ou pré análise granulométrica. A perda de umidade por exsudação, quando ocorrida durante o ensaio triaxial, foi determinada através da pesagem do corpo de prova após o ensaio.

O módulo de resiliência médio proveniente dos três corpos de prova de cada amostra, nas duas condições de umidade de moldagem são apresentados na Figura 47, junto deles, a título de comparação, têm-se o M_R determinado na umidade ótima, na energia modificada. Em função da grande quantidade de dados, os parâmetros de compactação de cada CP, todas as amostras, são apresentados nos Apêndices 1, 2, 3 e 4, juntamente com os valores individuais de módulo de resiliência obtidos para cada um dos dezoito pares de tensões.

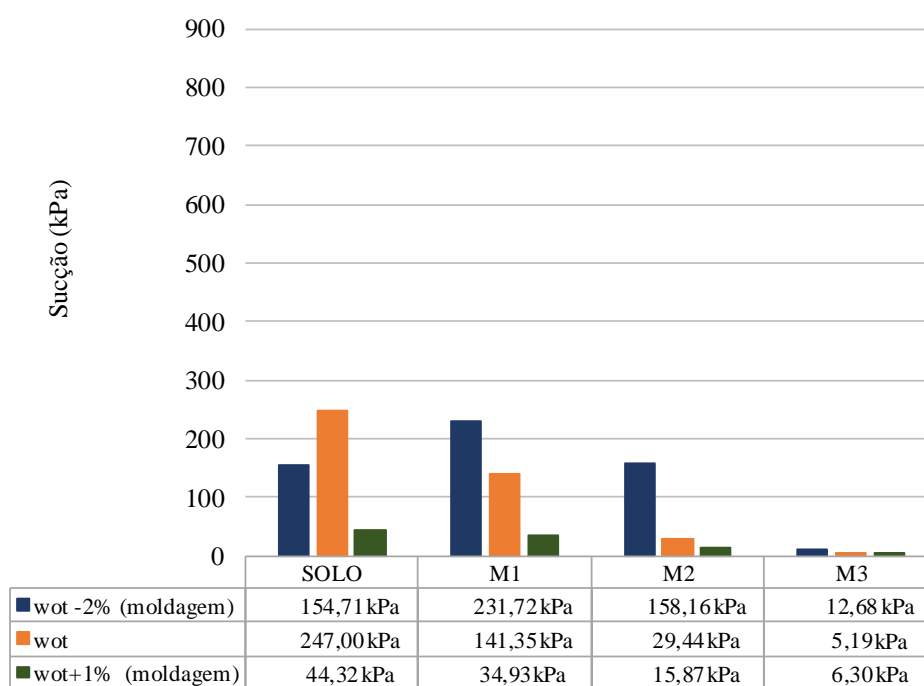
Figura 47 – Variação do módulo de resiliência médio com o teor de umidade pré-compactação



Os resultados acima demonstram uma pequena variação do módulo de resiliência em função da variação de umidade prevista. No solo, os corpos de prova mais secos apresentaram M_R superior a referência, já o aumento na umidade promoveu redução no parâmetro. Nas misturas, a variação foi muito similar ao solo, principalmente na M1 e M3 que apresentam uma tendência de aumento do M_R com a redução da umidade, associado ao excesso e carência de finos respectivamente, já a M2 mostra-se mais elevada na umidade ótima. Cabe destacar que as amostras com $w_{ot}-2\%$ e $w_{ot}+1\%$ receberam um acréscimo na energia de compactação em torno de 46%, no entanto não foi observada uma resposta direta a esse incremento em termos de resiliência.

A avaliação da influência da umidade foi verificada, também, através do parâmetro sucção, onde os corpos de prova seguiram procedimento similar ao aplicado para as amostras moldadas na umidade ótima. A exceção é de que nesse caso, imediatamente após os ensaios de módulo de resiliência, as amostras foram acondicionadas de maneira a não perder umidade. Ao finalizar a triplicata de cada amostra os corpos de prova foram conduzidos ao corte e posterior preparo para ensaio. O tempo de equalização foi idêntico, bem como a determinação da umidade pós ensaio de resiliência. Na Figura 48 são apresentados os valores de sucção mátrica para cada amostra, nas variações de umidade.

Figura 48 – Variação da sucção com o teor de umidade pré-compactação



Nas amostras compactadas abaixo do teor ótimo, o solo apresentou valor de sucção inferior a mistura M1, próximo a M2, não apresentando uma relação direta entre sucção e teor de solo, conforme observado para as misturas compactadas no teor ótimo e submetidas a secagem. Esse fato ocorre, pois, a secagem após compactação tende a preservar água em pontos de contato onde acaba desenvolvendo valores maiores de pressão negativa (sucção), no entanto ao adicionar uma menor quantidade de água, previamente a compactação, esse efeito é menor. Já para as determinações acima do teor ótimo, a sucção decresce a medida em que se diminui o percentual de solo, com magnitudes similares aos corpos de prova submetidos a secagem e umedecimento.

Os dados obtidos nos ensaios de módulo de resiliência, para cada condição de umidade são apresentados nos Apêndices 1, 2, 3 e 4, onde a partir destes foram realizadas regressões não lineares de modo a obter parâmetros relativos a deformabilidade elástica em função das variáveis presentes em cada um dos modelos. Os coeficientes de determinação (R^2) e de correlação (k_i) são apresentados na Tabela 21, para os modelos que descrevem o M_R em função das tensões confinante e desvio, $k-\sigma_3$ e $k-\sigma_d$, respectivamente, para os modelos tridimensionais, composto e universal, são apresentados na Tabela 22 e os que relacionam o módulo de resiliência com os pares de tensões, grau de saturação e sucção na Tabela 23.

Tabela 21 – Parâmetros dos modelos $k-\sigma_3$ e $k-\sigma_d$ – moldagem: $w_{ot}-2\%$ e $w_{ot}+1\%$

| Amostra | Condição | Modelo: $k-\sigma_3$ (Biares) | | | Modelo: $k-\sigma_d$ (Svenson) | | |
|---------------|--------------|-------------------------------|-------|-------|--------------------------------|-------|-------|
| | | k_1 | k_2 | R^2 | k_1 | k_2 | R^2 |
| Solo | $w_{ot}-2\%$ | 296,973 | 0,326 | 0,834 | 181,784 | 0,189 | 0,430 |
| | w_{ot} | 261,365 | 0,352 | 0,558 | 152,065 | 0,198 | 0,266 |
| | $w_{ot}+1\%$ | 486,729 | 0,667 | 0,879 | 195,221 | 0,421 | 0,575 |
| Mistura M1 | $w_{ot}-2\%$ | 1012,030 | 0,581 | 0,963 | 469,830 | 0,384 | 0,671 |
| | w_{ot} | 1053,392 | 0,634 | 0,908 | 462,285 | 0,427 | 0,661 |
| | $w_{ot}+1\%$ | 1643,997 | 0,862 | 0,938 | 531,646 | 0,564 | 0,699 |
| Mistura M2 | $w_{ot}-2\%$ | 1839,253 | 0,735 | 0,973 | 715,888 | 0,494 | 0,733 |
| | w_{ot} | 2437,787 | 0,833 | 0,961 | 831,29 | 0,554 | 0,733 |
| | $w_{ot}+1\%$ | 1807,966 | 0,803 | 0,948 | 680,123 | 0,566 | 0,795 |
| Mistura M3 | $w_{ot}-2\%$ | 3001,264 | 0,891 | 0,977 | 957,892 | 0,597 | 0,759 |
| | w_{ot} | 2854,911 | 0,879 | 0,976 | 898,772 | 0,574 | 0,722 |
| | $w_{ot}+1\%$ | 2156,466 | 0,796 | 0,970 | 787,123 | 0,542 | 0,761 |

Fonte: Autor

Os coeficientes obtidos, a partir dos modelos bidimensionais permitem verificar que para ambos os casos o M_R é influenciado positivamente pelas tensões confinante e desvio, justificado através do sinal positivo no parâmetro k_2 . Quanto ao melhor ajuste do modelo aos valores de M_R , o $k-\sigma_3$ apresenta coeficientes de determinação mais elevados, em especial para o teor de umidade acima da ótima, para o solo e as misturas M1 e M2. Os dados apresentados das amostras no teor de umidade ótima são referentes aos corpos de prova compactados na energia modificada, sem o acréscimo no número de golpes que foi dispendido nas variações de umidade. O intuito de colocar esses valores junto dos demais foi para visualizar possíveis variações dos coeficientes de regressão no conjunto, o que não ocorreu, pois na maioria dos casos os coeficientes k_1 e k_2 apresentaram uma tendência que englobou os dados na umidade ótima.

Tabela 22 – Parâmetros dos modelos composto e universal – moldagem: $w_{ot}-2\%$ e $w_{ot}+1\%$

| Amostra | Condição | Modelo composto | | | | Modelo universal | | | |
|------------|--------------|-----------------|-------|--------|-------|------------------|-------|--------|-------|
| | | k_1 | k_2 | k_3 | R^2 | k_1 | k_2 | k_3 | R^2 |
| Solo | $w_{ot}-2\%$ | 306,011 | 0,383 | -0,059 | 0,850 | 183,729 | 0,330 | -0,530 | 0,725 |
| | w_{ot} | 268,006 | 0,409 | -0,062 | 0,568 | 120,460 | 0,234 | 1,128 | 0,486 |
| | $w_{ot}+1\%$ | 477,968 | 0,631 | 0,038 | 0,881 | 180,750 | 0,686 | -0,789 | 0,832 |
| Mistura M1 | $w_{ot}-2\%$ | 987,088 | 0,537 | 0,046 | 0,966 | 459,218 | 0,635 | -1,139 | 0,930 |
| | w_{ot} | 1010,510 | 0,556 | 0,081 | 0,918 | 400,921 | 0,645 | -0,518 | 0,891 |
| | $w_{ot}+1\%$ | 1531,370 | 0,742 | 0,122 | 0,952 | 556,751 | 1,001 | -2,129 | 0,936 |
| Mistura M2 | $w_{ot}-2\%$ | 1730,277 | 0,630 | 0,106 | 0,987 | 713,489 | 0,836 | -1,685 | 0,970 |
| | w_{ot} | 2256,444 | 0,706 | 0,127 | 0,978 | 898,162 | 0,991 | -2,349 | 0,969 |
| | $w_{ot}+1\%$ | 1612,408 | 0,613 | 0,191 | 0,986 | 588,053 | 0,878 | -1,174 | 0,981 |
| Mistura M3 | $w_{ot}-2\%$ | 2743,304 | 0,745 | 0,146 | 0,996 | 1047,621 | 1,072 | -2,596 | 0,992 |
| | w_{ot} | 2675,775 | 0,775 | 0,103 | 0,986 | 1119,765 | 1,105 | -3,258 | 0,982 |
| | $w_{ot}+1\%$ | 1980,481 | 0,659 | 0,136 | 0,990 | 847,624 | 0,958 | -2,368 | 0,988 |

Fonte: Autor

Os dados relativos ao modelo composto sugerem uma relação direta entre o M_R e o coeficiente k_2 , ou seja, um acréscimo na tensão confinante gera um aumento no M_R , fato similar observado para o parâmetro k_3 referente a tensão desvio, com exceção da amostra de solo moldada na $w_{ot}-2\%$.

O modelo universal apresenta uma tendência de aumento do M_R em função do invariante de tensões ($\sigma_d+3\sigma_3$). Já o parâmetro k_3 demonstra uma relação contrária ao k_2 , com redução do M_R em função da tensão octaédrica.

Quanto à adequação dos modelos em descrever o comportamento dos materiais submetidos aos dezoito pares de tensão, os modelos composto e universal apresentam elevados coeficientes de determinação, principalmente nas misturas.

Tabela 23 – Parâmetros dos modelos Yang et al. (2005) e Liang et al. (2008) – moldagem: wot-2% e wot+1%

| Amostra | Condição | Modelo Yang et al. (2005) | | | Modelo Liang et al. (2008) | | | |
|------------|----------|---------------------------|----------------|----------------|----------------------------|----------------|----------------|----------------|
| | | k ₁ | k ₂ | R ² | k ₁ | k ₂ | k ₃ | R ² |
| Solo | wot-2% | 207,200 | 0,378 | 0,481 | 566,630 | 0,649 | -0,421 | 0,813 |
| | wot. | 108,283 | 0,084 | 0,055 | 666,851 | 0,067 | 0,538 | 0,406 |
| | wot+1% | 218,266 | 0,560 | 0,607 | 291,968 | 0,916 | -0,407 | 0,865 |
| Mistura M1 | wot-2% | 504,301 | 0,677 | 0,593 | 557,061 | 0,945 | -0,321 | 0,921 |
| | wot. | 566,404 | 0,786 | 0,695 | 434,955 | 1,120 | -0,464 | 0,956 |
| | wot+1% | 548,885 | 0,621 | 0,690 | 533,519 | 1,083 | -0,499 | 0,930 |
| Mistura M2 | wot-2% | 828,199 | 0,751 | 0,715 | 634,786 | 1,149 | -0,504 | 0,985 |
| | wot. | 894,172 | 0,654 | 0,736 | 799,948 | 1,131 | -0,555 | 0,980 |
| | wot+1% | 682,686 | 0,600 | 0,796 | 737,945 | 0,919 | -0,249 | 0,986 |
| Mistura M3 | wot-2% | 1008,599 | 0,637 | 0,764 | 881,699 | 1,140 | -0,531 | 0,996 |
| | wot. | 910,795 | 0,591 | 0,721 | 912,065 | 1,162 | -0,676 | 0,985 |
| | wot+1% | 820,844 | 0,562 | 0,768 | 958,503 | 1,004 | -0,474 | 0,993 |

Fonte: Autor

Os modelos que associam a sucção ao módulo de resiliência mostraram-se também adequados, dado os coeficientes de determinação obtidos. No modelo de Yang et al. (2005) as correlações ficaram entre 0,48 e 0,79, com menores índices em função do percentual de solo. Quanto a influência da tensão desvio, sucção e grau de saturação no módulo de resiliência, verifica-se uma relação direta de forma mais expressiva para as misturas na condição abaixo da umidade ótima e opostamente no caso do solo.

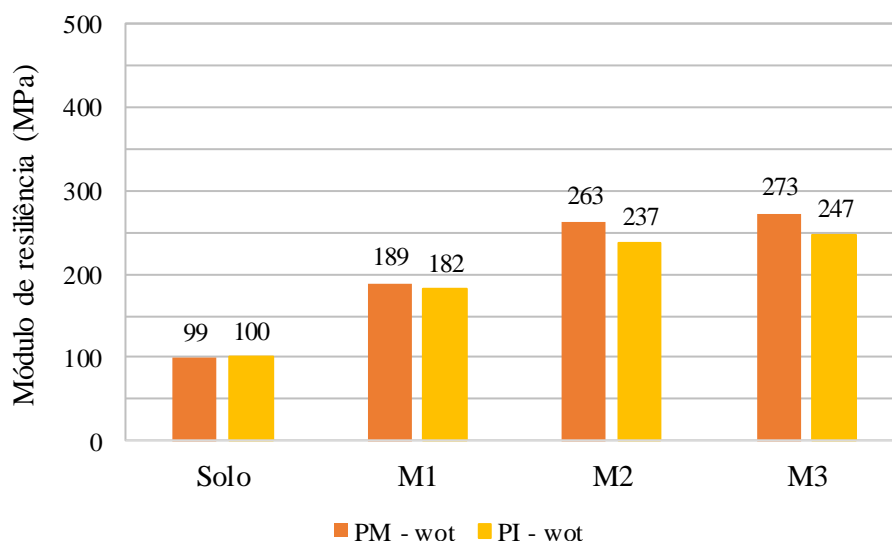
O modelo de Liang et al. (2008) apresentou uma melhor adequação, especialmente na previsão do comportamento das misturas, uma vez que os valores de R² ficaram acima de 0,92. Com relação a influência das tensões e umidade, o modelo corroborou ao apresentado pelo modelo de Yang et al. (2005), com relação direta entre as variáveis e o M_R. Já o coeficiente k₃, relacionado a tensão octaédrica, mostrou tendência inversa ao M_R, situação idêntica observada no modelo universal que, por sua vez, também apresentou coeficiente de determinação muito satisfatório.

Comparando os seis modelos aplicados na determinação dos parâmetros de correlação entre módulo de resiliência, tensões e umidade de ensaio, verificou-se que todos descrevem de maneira adequada os materiais em estudo, cabe destacar o composto, o universal e o de Liang et al. (2008) que, mesmo com maior número de parâmetros de correlação, como resposta a regressão não linear múltipla, apresentaram os maiores coeficientes de determinação. Os gráficos dos modelos de Biales, Svenson, composto e universal são apresentados no Apêndices 1, 2, 3 e 4.

4.4.3. Influência na redução da energia de compactação (PM para PI) no M_R

A determinação das propriedades resilientes na energia do Proctor Intermediário foi realizada com o intuito de avaliar o impacto da redução da energia de compactação no M_R , em especial para comparação entre os ensaios de módulo de resiliência e de ISC. Os valores médios de M_R , obtidos a partir dos conjuntos de três CPs ensaiados para cada material, nas energias do Proctor Modificado e Intermediário, são apresentados na Figura 49.

Figura 49 – Módulo de resiliência nas energias modificada e intermediária.



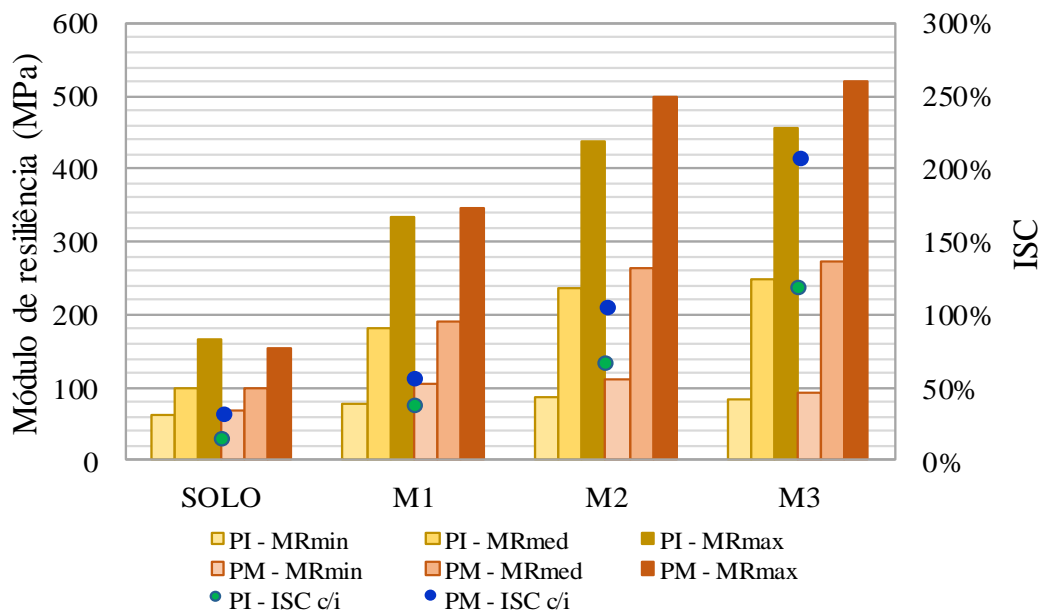
Fonte: Autor

Ao observar os resultados, verifica-se uma pequena resposta na variação do M_R com a redução da energia de compactação, tal situação pode estar relacionada a densificação prévia das amostras na energia intermediária fruto da ação do condicionamento pré ensaio de M_R ,

onde cada corpo de prova foi submetido a três estágios de 500 ciclos. Cabe destacar também que os valores apresentados são os módulos médios de cada corpo de prova, bem como a média da triplicata ensaiada. Como a aceitação dos materiais para uso em camadas de pavimento está atrelada ao ISC, na Figura 50 são apresentados os valores de M_R em função do índice.

Buscando uma melhor visualização da evolução do módulo de resiliência com a energia de compactação, na Figura 50 são apresentados os módulos médios nas energias intermediária e modificada, bem como os valores máximos e mínimos obtidos na média entre os três corpos de prova. Também foram incluídos os valores de ISC na condição imersa, em ambas as energias, a fim de relacionar ambas as propriedades, resiliência e resistência.

Figura 50 – Módulo de resiliência X ISC



Fonte: Autor

Com relação ao ISC, o aumento de energia promoveu um acréscimo no parâmetro, de maneira mais expressiva a medida em que se aumentou o percentual de agregado nas misturas. Quanto ao emprego do material em camada de pavimentação, apenas as misturas M2 e M3 estariam aptas, como comentado no item 4.3, onde a M2, na energia intermediária, somente seria indicada para camada de sub-base ou inferiores, e para base somente a M3 nas duas energias e a M2 no Proctor Modificado.

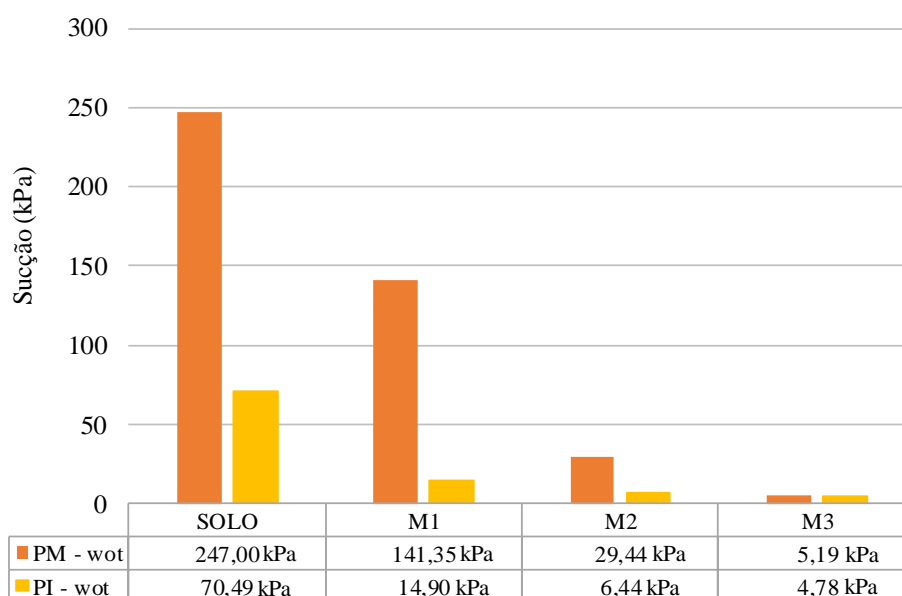
As propriedades resilientes não apresentam um valor absoluto como é o caso do ISC, onde observando os módulos mínimos obtidos nas duas energias, no PI verifica-se uma

estabilidade nos valores, com pequena redução para o solo, com o acréscimo de energia os módulos das misturas tendem a aumentar. Os módulos médios apresentam uma equivalência para o solo e a mistura M1 e um aumento em função da energia para a M2 e M3, conforme comentado anteriormente, fato similar ocorre com os módulos máximos.

Os ensaios de M_R e ISC apresentam uma tendência de crescimento diferente com o aumento do percentual de agregado. Os resultados para os ensaios de ISC, em ambas as energias, tendem a um crescimento mais expressivo com o acréscimo de energia, em especial as misturas M2 e M3. No M_R os resultados apresentam uma menor resposta ao incremento de energia na compactação, com valores muito próximos para as misturas M2 e M3.

A influência da umidade nas propriedades resilientes foi avaliada também para as amostras na energia intermediária, utilizando a metodologia apresentada para as demais avaliações da influência da sucção matricial. Na Figura 51 são apresentados os valores de sucção para o primeiro e o terceiro corpos de prova submetidos a determinação do M_R . Juntamente são apresentados os resultados para a energia modificada, a título de comparação da magnitude desta propriedade em ambas as energias de compactação.

Figura 51 – Sucção nas energias intermediária e modificada



Fonte: Autor

A energia de compactação influencia diretamente na densificação dos materiais bem como no teor de umidade ótima, onde o acréscimo de energia promove um aumento no γ_{dmax} , fruto da redução do volume de vazios, resultando em uma menor quantidade de água na

condição ótima de compactação. Como a sucção está diretamente relacionada a quantidade e tamanho dos poros presentes na amostra, um acréscimo na energia de compactação promove um aumento na sucção, uma vez que é necessário um maior potencial de energia para retirar água, quanto menores forem os poros.

Observando os resultados nas duas energias de compactação verifica-se uma tendência de decréscimo da sucção em função do aumento no teor de agregado, relacionado a um maior potencial de retenção de umidade do solo. Quanto à variação de energia, todas as amostras apresentaram maiores valores de sucção na energia modificada. Cabe salientar que para uma mesma amostra, a variação na energia de compactação promove significativas alterações na estrutura do material, principalmente nas misturas com maior concentração de agregado, onde um acréscimo de energia pode promover a quebra e pulverização das partículas mais frágeis, transformando uma granulometria pré-estabelecida em outra totalmente diferente.

Os dados obtidos no ensaio triaxial, foram submetidos aos modelos estatísticos apresentados anteriormente, com o intuito de verificar os parâmetros que influenciam diretamente no comportamento do M_R , considerando as tensões atuantes durante os ensaios, o teor de umidade, a sucção matricial e o grau de saturação. As análises relacionando o M_R com as tensões confinante e desvio são apresentadas na Tabela 24, a partir dos modelos de Biarez e Svenson, respectivamente. Os modelos tridimensionais, composto e universal, que relacionam conjuntamente os estados de tensões de cada estágio de carregamento, estão na Tabela 27 e a relação entre tensões, sucção e grau de saturação são representadas na Tabela 26 através dos modelos de Yang et al. (2005) e Liang et al. (2008). Os gráficos dos modelos bem como os resultados dos ensaios triaxiais estão nos Apêndices 1, 2, 3 e 4.

Tabela 24 – Parâmetros dos modelos $k-\sigma_3$ e $k-\sigma_d$ – PM e PI

| Amostra | Condição | Modelo: $k-\sigma_3$ (Biarez) | | | Modelo: $k-\sigma_d$ (Svenson) | | |
|---------------|----------|-------------------------------|-------|-------|--------------------------------|-------|-------|
| | | k_1 | k_2 | R^2 | k_1 | k_2 | R^2 |
| Solo | PM – wot | 261,365 | 0,352 | 0,558 | 199,242 | 0,321 | 0,530 |
| | PI – wot | 420,960 | 0,526 | 0,892 | 195,221 | 0,421 | 0,575 |
| Mistura M1 | PM – wot | 1053,392 | 0,634 | 0,908 | 462,285 | 0,427 | 0,661 |
| | PI – wot | 1531,475 | 0,795 | 0,979 | 546,073 | 0,528 | 0,731 |
| Mistura M2 | PM – wot | 2437,787 | 0,833 | 0,961 | 831,29 | 0,554 | 0,733 |
| | PI – wot | 2201,067 | 0,831 | 0,973 | 757,146 | 0,557 | 0,748 |
| Mistura M3 | PM – wot | 2854,911 | 0,879 | 0,976 | 898,772 | 0,574 | 0,722 |
| | PI – wot | 2334,604 | 0,837 | 0,980 | 767,968 | 0,542 | 0,709 |

A partir do modelo de Biares, que relaciona o M_R com a tensão confinante, verifica-se uma tendência de crescimento do coeficiente k_1 a medida em que se aumenta o percentual de agregado na mistura, esse aumento é verificado nas duas energias, porém com magnitudes diferentes, mostrando uma relação direta entre M_R , energia de compactação e tensão confinante. Já o parâmetro k_2 apresenta a mesma tendência similar ao k_1 na energia modificada, enquanto que na energia intermediária, apenas a amostra de solo e a mistura M1 seguem essa tendência.

No modelo de Svenson observa-se uma relação direta entre tensão desvio, energia de compactação e M_R , para o solo e misturas M1 e M2, de maneira crescente conforme parâmetro k_2 . A mistura M3 teve uma singela redução quando comparada com a energia intermediária a modificada. Com relação aos coeficientes de determinação, o modelo de Biares apresenta valores mais elevados, inclusive na energia intermediária, mostrando-se mais fiel a descrição do comportamento resiliente das amostras. O modelo de Svenson apresentou-se adequado com valores de R^2 de 0,53 a 0,74, com isso o M_R tem seu comportamento melhor descrito por σ_3 .

Tabela 25 – Parâmetros dos modelos composto e universal – PM e PI

| Amostra | Condição | Modelo composto | | | | Modelo universal | | | |
|------------|----------|-----------------|-------|--------|-------|------------------|-------|--------|-------|
| | | k_1 | k_2 | k_3 | R^2 | k_1 | k_2 | k_3 | R^2 |
| Solo | PM – wot | 268,006 | 0,409 | -0,062 | 0,568 | 120,460 | 0,234 | 1,128 | 0,486 |
| | PI – wot | 425,096 | 0,545 | -0,020 | 0,893 | 202,595 | 0,560 | -1,020 | 0,819 |
| Mistura M1 | PM – wot | 1010,510 | 0,556 | 0,081 | 0,918 | 400,921 | 0,645 | -0,518 | 0,891 |
| | PI – wot | 1438,812 | 0,691 | 0,105 | 0,991 | 608,275 | 0,958 | -2,458 | 0,981 |
| Mistura M2 | PM – wot | 2256,444 | 0,706 | 0,127 | 0,978 | 898,162 | 0,991 | -2,349 | 0,969 |
| | PI – wot | 2031,971 | 0,703 | 0,128 | 0,989 | 865,025 | 1,022 | -2,742 | 0,987 |
| Mistura M3 | PM – wot | 2675,775 | 0,775 | 0,103 | 0,986 | 1119,765 | 1,105 | -3,258 | 0,982 |
| | PI – wot | 2221,558 | 0,759 | 0,078 | 0,986 | 1045,104 | 1,094 | -3,707 | 0,989 |

Fonte: Autor

Os modelos tridimensionais para a energia intermediária apresentaram excelentes coeficientes de determinação, acima de 0,82 para o modelo universal e de 0,89 para o composto. Quanto ao modelo composto, verifica-se uma relação direta entre a tensão confinante e o M_R , através do aumento do coeficiente k_2 . A tensão desvio (k_3), por sua vez, possui tendência inversa ao M_R na amostra de solo, como já observado na energia modificada, e relação direta nas misturas. O modelo universal apresenta relação direta entre M_R e o invariante de tensões, e inversa com o acréscimo na energia de compactação, visto os maiores coeficientes k_2 na energia intermediária. Já o coeficiente k_3 , que representa a influência da tensão octaédrica, mostra

relação inversa ao M_R e direta com a energia de compactação, uma vez que os valores decrescem na energia do Proctor Intermediário.

Tabela 26 – Parâmetros dos modelos Yang et al. (2005) e Liang et al. (2008) – PM e PI

| Amostra | Condição | Modelo Yang et al. (2005) | | | Modelo Liang et al. (2008) | | | |
|---------------|---------------|---------------------------|-------|-------|----------------------------|-------|--------|-------|
| | | k_1 | k_2 | R^2 | k_1 | k_2 | k_3 | R^2 |
| Solo | PM – w_{ot} | 108,283 | 0,084 | 0,055 | 666,851 | 0,067 | 0,538 | 0,406 |
| | PI – w_{ot} | 225,661 | 0,478 | 0,565 | 415,962 | 0,824 | -0,476 | 0,876 |
| Mistura M1 | PM – w_{ot} | 566,404 | 0,786 | 0,695 | 434,955 | 1,120 | -0,464 | 0,956 |
| | PI – w_{ot} | 568,373 | 0,580 | 0,729 | 640,726 | 1,047 | -0,546 | 0,986 |
| Mistura M2 | PM – w_{ot} | 894,172 | 0,654 | 0,736 | 799,948 | 1,131 | -0,555 | 0,980 |
| | PI – w_{ot} | 771,292 | 0,581 | 0,747 | 835,528 | 1,073 | -0,561 | 0,988 |
| Mistura M3 | PM – w_{ot} | 910,795 | 0,591 | 0,721 | 912,065 | 1,162 | -0,676 | 0,985 |
| | PI – w_{ot} | 782,063 | 0,571 | 0,740 | 858,517 | 1,109 | -0,644 | 0,997 |

Fonte: Autor

Avaliando a influência da umidade no M_R , o modelo de Yang et al. (2005) descreve uma relação direta entre M_R , tensão desvio, sucção, grau de saturação, energia e percentual de agregado, através do parâmetro k_2 . O modelo de Liang et al. (2008) apresenta-se de maneira similar ao modelo anterior, porém ao invés de considerar a tensão desvio, utiliza-se do invariante de tensões, que engloba tensões no parâmetro k_2 (σ_d e σ_3), já o k_3 , descreve comportamento similar ao obtido, para o mesmo parâmetro, no modelo universal, uma vez que ambos tratam da tensão octaédrica.

A variação da energia de compactação não apresentou influência significativa nos resultados obtidos nos ensaios de M_R , tendo em vista que ao compararmos os valores de M_R mínimo das triplicatas entre as amostras, o aumento foi entre 11% e 37%, quando avaliamos os valores médios, a variação ficou de 0% a 11% e os máximos de zero a 14%, mostrando maior expressividade nos valores mínimos, aliados aos menores pares de tensões. Esse fato pode estar relacionado ao condicionamento prévio, realizado em todos os corpos de prova, em três estágios de 500 ciclos, onde os esforços aplicados nessa etapa podem ter promovido uma maior densificação nas amostras na energia intermediária, corroborando para uma menor variação nos módulos obtidos durante o ensaio triaxial de cargas repetidas.

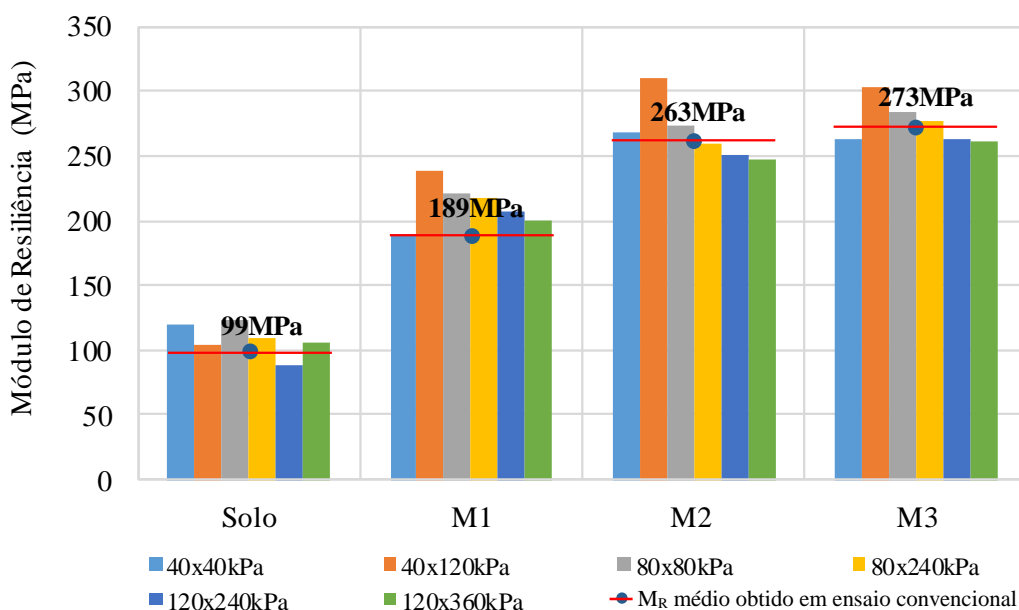
Quanto a sucção, verificou-se um aumento desta com o acréscimo de energia, fato já comentado, relacionado a um menor tamanho dos poros que por sua vez solicita uma maior

quantidade de energia para remoção da água, caracterizada pelo parâmetro sucção. Com relação aos modelos apresentados, verificou-se que a tensão confinante descreve de maneira mais fiel o comportamento do M_R , além da relação direta entre a variação de energia, sucção matricial, grau de saturação, como o módulo de resiliência.

4.4.4. Influência da Deformação Permanente no M_R

Posterior a realização dos ensaios de deformação permanente nas amostras condicionadas ao teor de umidade ótima, foram determinados os módulos de resiliência, com o intuito de verificar a influência da deformação plástica nas propriedades resilientes de cada corpo de prova, submetido a um determinado estado de tensões. Na Figura 52 são apresentados os valores médios de módulo de resiliência para cada par de tensões aplicado na deformação permanente e o M_R determinado segundo protocolos da norma DNIT 134/2018.

Figura 52 – Módulo de resiliência pós deformação permanente



Fonte: Autor

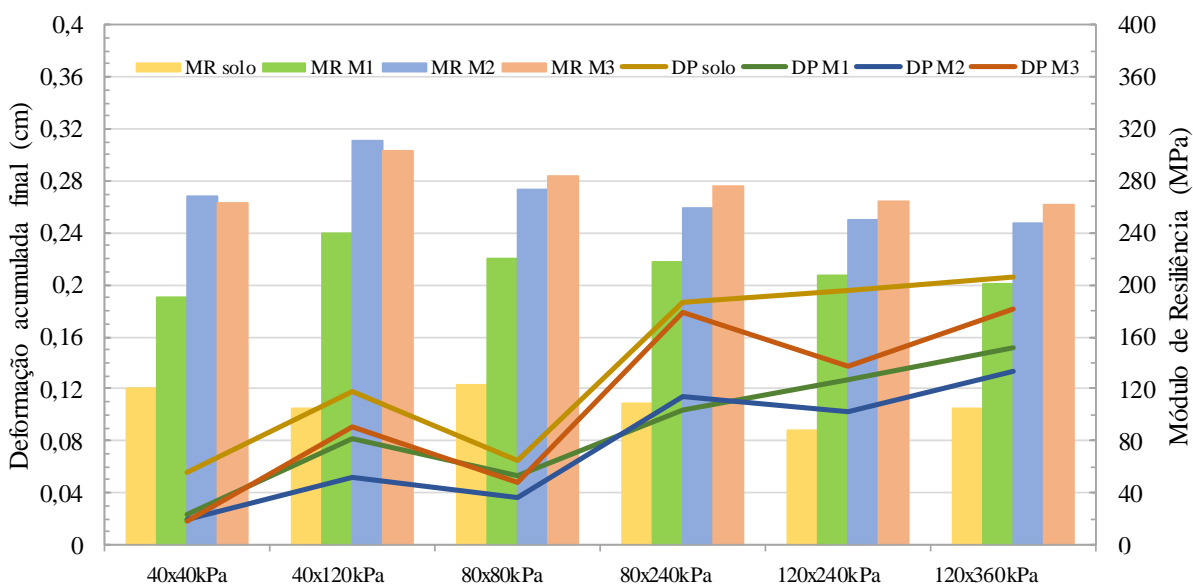
A determinação do módulo de resiliência pós o ensaio de deformação permanente permite verificar o impacto das deformações plásticas no comportamento resiliente do material. Nas amostras de solo, os módulos foram tanto maiores quanto menores as tensões, principalmente na relação entre σ_d/σ_3 de 1. Nas relações entre tensões igual a 3 o M_R diminuiu,

porém permaneceu mais elevado do que a referência (M_R convencional), no entanto para o par 120x240kPa o valor foi inferior, não sendo observada justificativa para tal resultado.

Nas misturas a variação no módulo de resiliência foi muito similar. Observado a magnitude de cada mistura, os valores seguiram uma mesma tendência, com crescimento relativamente alto do primeiro para o segundo par de tensões e decréscimo sucessivo até o sexto par. Na mistura M1 todos os M_R apresentaram valores iguais ou superiores a referência, o que indica uma possível densificação dos corpos de prova durante as deformações elásticas. Já a M2 apenas o par 40x120kPa se destaca com módulo mais elevado, os demais, com relação entre tensões de 1, ficaram muito próximos à referência. Na medida em que as tensões foram elevadas, os módulos foram inferiores, tanto menores quanto maiores as tensões, fato similar observado na M3, porém com maior impacto no menor par de tensões (40x40kPa) e nos dois últimos com tensão confinante de 120kPa.

A mistura M3 não apresentou um ganho em resiliência associado com o acréscimo de agregado, como observado entre M1 e M2, esse fato pode estar associado a carência de finos na amostra, que por sua vez acarreta numa maior necessidade de umidade para preenchimento dos vazios. Como a amostra foi submetida a um ensaio de longa duração, com carregamentos sucessivos conforme o estado de tensões, isso promoveu a exsudação de parte da umidade, principalmente nas tensões mais elevadas. O fato ocasiona a desestabilização da amostra e, com isso, a ocorrência de maiores deformações plásticas, como pode ser observado na Figura 53.

Figura 53 – Módulo de resiliência X deformação permanente acumulada final



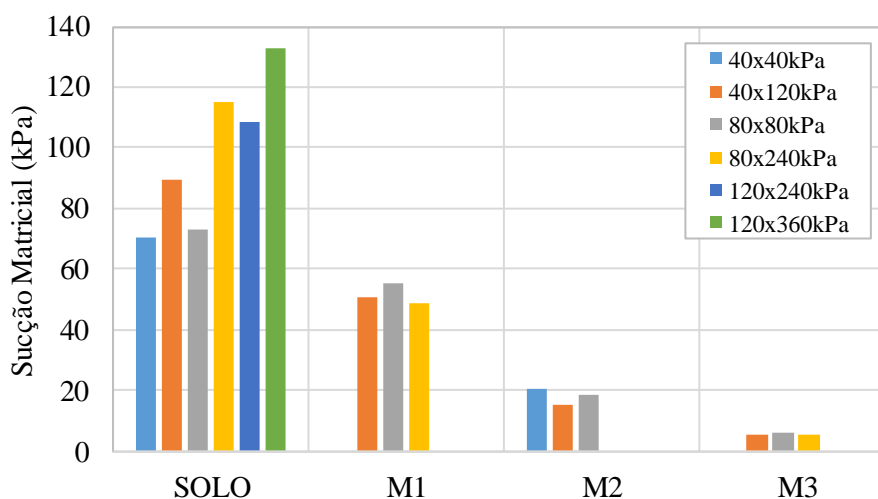
Fonte: Autor

A apresentação dos resultados de módulo de resiliência obtidos pós deformação permanente, separados por estados de tensões, permite visualizar a influência de cada uma das tensões sobre o comportamento do M_R , bem como a relação entre as deformações plásticas e elásticas, a partir das deformações totais acumuladas ao final de cada ensaio.

As deformações plásticas na amostra de solo ocorrem de maneira inversa à rigidez do material, uma vez que as maiores deformações estão associadas aos menores valores de M_R que por sua vez correspondem aos maiores estágios ou relações entre tensões. As misturas M1 e M2 mostram uma relação direta entre M_R e deformação permanente para os menores pares de tensões (40x40kPa, 40x120kPa e 80x80kPa), isso pode estar relacionado a uma pequena densificação nos corpos de prova, devido a tensões mais baixas, promovendo um aumento no M_R , no entanto esse esforço não foi suficiente para estagnar as deformações, resultando no aumento das mesmas.

A mistura M2 apresentou as menores deformações finais e módulos relativamente elevados, fato este associado a composição granulométrica da mesma, sem excesso de finos e com baixo volume de vazios, o que por sua vez promoveu uma maior densificação durante a compactação, resultando em menor susceptibilidade a deformações plásticas. Já na M3 ocorreu tendência similar para os menores pares de tensão, já nos pares mais elevados as deformações foram mais acentuadas, especialmente para relações σ_d/σ_3 de 3, justificando a instabilidade da mistura em função da composição granulométrica e da necessidade de maior quantidade de umidade para preenchimento dos vazios. Na Figura 54 são apresentadas as medidas de sucção realizadas nos corpos de prova pós ensaios de D_P e M_R .

Figura 54 – Sucção matricial pós ensaio de M_R pós D_P



Com os dados provenientes do ensaio de resiliência foram obtidos os parâmetros de regressão através dos modelos utilizados nos itens anteriores que tratam da análise do M_R . Na Tabela 27 são apresentados os coeficientes dos modelos composto e Liang et al. (2008).

Tabela 27 – Parâmetros dos modelos composto e Liang et al. (2008)

| Am. | Condição | Modelo composto | | | | Modelo Liang et al. (2008) | | | |
|------|------------|-----------------|-------|--------|-------|----------------------------|-------|--------|-------|
| | | k_1 | k_2 | k_3 | R^2 | k_1 | k_2 | k_3 | R^2 |
| Solo | 40x40kPa | 383,670 | 0,464 | -0,055 | 0,890 | 610,821 | 0,676 | -0,457 | 0,842 |
| | 40x120kPa | 402,326 | 0,503 | -0,013 | 0,842 | 433,010 | 0,779 | -0,402 | 0,827 |
| | 80x80kPa | 441,554 | 0,491 | -0,033 | 0,903 | 572,084 | 0,743 | -0,471 | 0,873 |
| | 80x240kPa | 498,334 | 0,511 | -0,065 | 0,787 | 248,475 | 1,008 | -0,283 | 0,833 |
| | 120x240kPa | 295,438 | 0,349 | 0,124 | 0,718 | 460,138 | 0,350 | 0,358 | 0,767 |
| | 120x360kPa | 203,853 | 0,289 | -0,068 | 0,654 | 648,080 | 0,412 | -0,234 | 0,591 |
| M1 | 40x40kPa | 1753,927 | 0,757 | 0,097 | 0,993 | - | - | - | - |
| | 40x120kPa | 2881,044 | 0,850 | 0,112 | 0,989 | 509,789 | 1,439 | -0,803 | 0,989 |
| | 80x80kPa | 1633,865 | 0,686 | 0,076 | 0,988 | 22,111 | 2,450 | -0,899 | 0,989 |
| | 80x240kPa | 2929,050 | 0,828 | 0,211 | 0,984 | 15,243 | 2,664 | -0,759 | 0,994 |
| | 120x240kPa | 2033,699 | 0,661 | 0,263 | 0,967 | - | - | - | - |
| | 120x360kPa | 1841,016 | 0,681 | 0,199 | 0,961 | - | - | - | - |
| M2 | 40x40kPa | 3184,840 | 0,774 | 0,208 | 0,998 | 692,065 | 1,228 | -0,469 | 0,998 |
| | 40x120kPa | 3406,388 | 0,778 | 0,156 | 0,991 | 888,801 | 1,239 | -0,638 | 0,993 |
| | 80x80kPa | 2434,018 | 0,724 | 0,119 | 0,996 | 880,940 | 1,142 | -0,625 | 0,997 |
| | 80x240kPa | 3984,676 | 0,860 | 0,235 | 0,995 | - | - | - | - |
| | 120x240kPa | 3413,978 | 0,787 | 0,267 | 0,996 | - | - | - | - |
| | 120x360kPa | 3081,008 | 0,738 | 0,286 | 0,986 | - | - | - | - |
| M3 | 40x40kPa | 2183,536 | 0,713 | 0,098 | 0,998 | 969,832 | 1,065 | -0,613 | 0,996 |
| | 40x120kPa | 3307,309 | 0,804 | 0,118 | 0,984 | 955,551 | 1,243 | -0,755 | 0,991 |
| | 80x80kPa | 2853,002 | 0,776 | 0,115 | 0,995 | 926,098 | 0,118 | -0,676 | 0,996 |
| | 80x240kPa | 3322,678 | 0,846 | 0,117 | 0,997 | - | - | - | - |
| | 120x240kPa | 2890,683 | 0,752 | 0,194 | 0,998 | - | - | - | - |
| | 120x360kPa | 2666,187 | 0,735 | 0,178 | 0,998 | - | - | - | - |

Fonte: Autor

As análises de regressão foram realizadas para os seis modelos apresentados anteriormente, no entanto optou-se por apresentar apenas os parâmetros dos modelos composto e Liang et al. (2008), tendo em vista a grande quantidade de dados e que dentre todas as análises realizadas no item 4.5, estes foram os modelos que melhor descreveram o comportamento resiliente dos materiais, apresentando os maiores coeficientes de determinação. Os dados

relativos aos modelos bidimensionais que relacionam o M_R com as tensões desvio e confinante, o modelo universal e o de Yang et al. (2005) estão nos Apêndices 1, 2, 3 e 4, juntamente com os gráficos pertinentes.

O modelo composto demonstra uma relação direta entre a tensão confinante e o módulo de resiliência, para todas as amostras, com k_2 mais elevado para as misturas, porém os dados apresentam certa dispersão. A tensão desvio comporta-se de maneira similar a confinante, a exceção da amostra de solo onde a mesma é inversamente proporcional ao M_R , porém no par 120x240kPa ela apresenta coeficiente positivo, indicado relação direta com σ_d . Os coeficientes de determinação demonstram uma boa correlação para a amostra de solo (0,654 a 0,903), mais elevados para as misturas, acima de 0,96, indicando que o modelo apresenta uma boa capacidade de descrição do M_R em função dos estados de tensões.

A determinação dos parâmetros, no modelo de Liang et al. (2008), foi realizada de maneira individual, para cada estado de tensões empregado na deformação permanente. Para as misturas, foram utilizados três corpos de prova, com relações entre tensões distintas, de modo a observar a influência das mesmas nos valores de sucção medidos. Para o solo foram determinados os coeficientes de regressão em todas as condições, com as seis amostras, onde as tensões (σ_3 e σ_d) e a sucção apresentam relação direta com o M_R , verificado através do coeficiente k_2 , já a tensão octaédrica apresentou-se inversa ao M_R , fato já observado na avaliação dos módulos nas condições apresentadas anteriormente. Quanto as misturas, observou-se a mesma tendência da amostra de solo, porém na M2 e M3 verifica-se uma pequena relação entre σ_d/σ_3 e o M_R através dos coeficientes k_2 e k_3 . Os coeficientes de determinação apresentam magnitude similar a obtida no modelo composto.

A avaliação do módulo de resiliência após os ensaios de deformabilidade permitiram verificar o comportamento das amostras frente a ação de um carregamento cíclico de longa duração condicionado a variados pares de tensões. Os resultados de M_R para as misturas apresentaram a seguinte tendência após tais solicitações: sob a ação do menor par de tensões os módulos foram menores, no segundo par de tensões ocorreu um aumento significativo no MR e do terceiro ao sexto par de tensões os valores de M_R foram decrescendo gradativamente a medida em que as tensões foram elevadas (desvio e/ou confinante). A sucção apresentou comportamento inverso, com relação direta entre o parâmetro e o acréscimo de tensões, tendo em vista a densificação e a consequente redução do tamanho dos poros.

4.4.5. Avaliação da degradação pós Mr

A determinação da composição granulométrica das misturas, pós ensaios de ISC, módulo de resiliência e deformação permanente, foi realizada com o intuito de avaliar o percentual de quebra do agregado, pós processo de compactação, M_R e D_P . As amostras submetidas ao ensaio de ISC foram empregadas na verificação pós compactação, tendo em vista que não foram submetidas a ensaios de carregamento cíclico. Nas demais amostras se verificou o impacto das solicitações nas frequências de 1Hz para os ensaios de módulo e de 2Hz na deformação permanente, utilizando amostras ensaiadas nas relações 1, 2 e 3 de σ_d/σ_3 .

A verificação da degradação do agregado foi realizada nas amostras submetidas a variação de umidade pré compactação, com acréscimo de energia, e no teor ótimo nas energias modificada e intermediária. Na Tabela 28 são apresentados os percentuais empregados nas misturas e os obtidos após compactação e na Figura 55 está a porcentagem de quebra de acordo com as frações granulométricas. As curvas granulométricas estão nos Apêndices 1, 2, 3 e 4.

Figura 55 – Variação na porcentagem retida, nas misturas, pós compactação

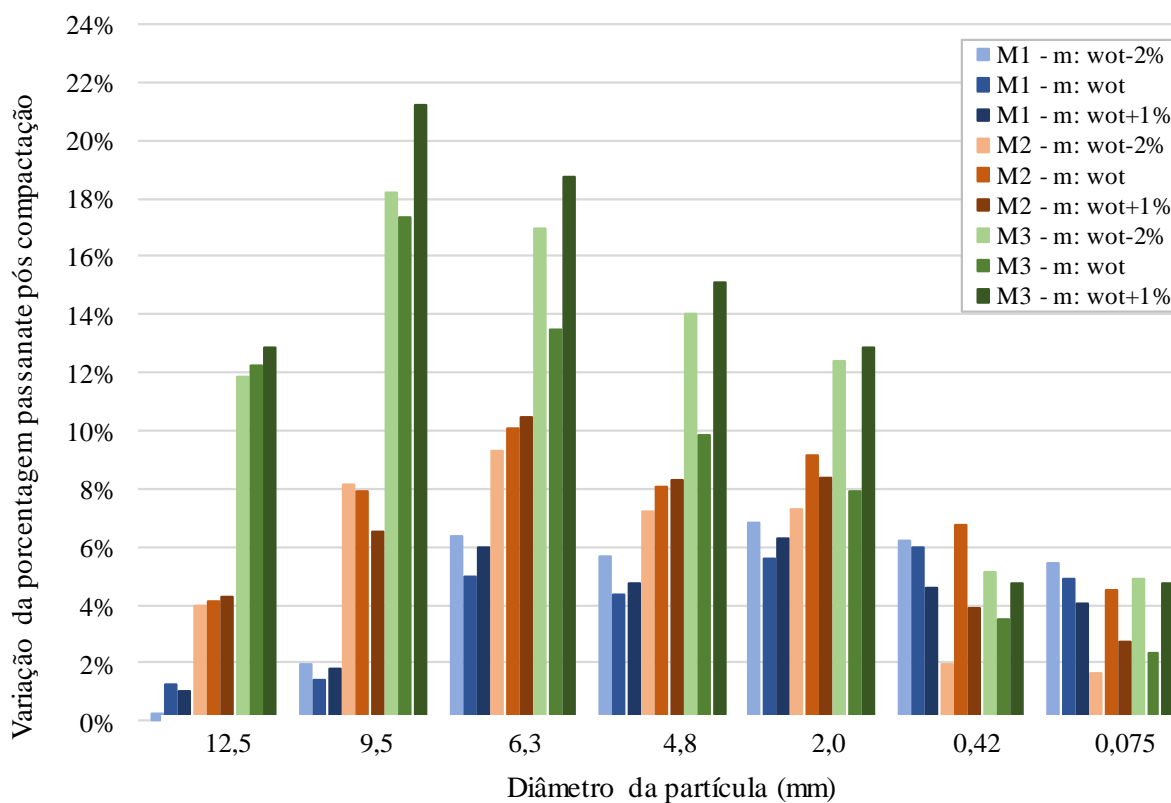


Tabela 28 – Granulometria das misturas pós compactação

| Peneira | Mistura | m: wot-2% | | m: wot | | m: wot+1% | |
|---------|---------|------------|-----------|------------|-----------|------------|-----------|
| | M1 | Pós ensaio | Diferença | Pós ensaio | Diferença | Pós ensaio | Diferença |
| 19 | 100,0% | 100,0% | 0,0% | 100,0% | 0,0% | 100,0% | 0,0% |
| 12,5 | 96,0% | 96,3% | 0,3% | 97,3% | 1,3% | 97,0% | 1,0% |
| 9,5 | 92,0% | 94,0% | 2,0% | 93,4% | 1,4% | 93,8% | 1,8% |
| 6,3 | 78,0% | 84,3% | 6,3% | 83,0% | 5,0% | 84,0% | 6,0% |
| 4,8 | 70,0% | 75,6% | 5,6% | 74,4% | 4,4% | 74,8% | 4,8% |
| 2,0 | 55,0% | 61,9% | 6,9% | 60,6% | 5,6% | 61,3% | 6,3% |
| 0,42 | 32,0% | 38,2% | 6,2% | 38,0% | 6,0% | 36,6% | 4,6% |
| 0,075 | 17,0% | 22,5% | 5,5% | 21,9% | 4,9% | 21,0% | 4,0% |

| Peneira | Mistura | m: wot-2% | | m: wot | | m: wot+1% | |
|---------|---------|------------|-----------|------------|-----------|------------|-----------|
| | M2 | Pós ensaio | Diferença | Pós ensaio | Diferença | Pós ensaio | Diferença |
| 19 | 100,0% | 100,0% | 0,0% | 100,0% | 0,0% | 100,0% | 0,0% |
| 12,5 | 79,0% | 83,0% | 4,0% | 83,1% | 4,1% | 83,3% | 4,3% |
| 9,5 | 67,5% | 75,7% | 8,2% | 75,4% | 7,9% | 74,0% | 6,5% |
| 6,3 | 56,0% | 65,3% | 9,3% | 66,1% | 10,1% | 66,5% | 10,5% |
| 4,8 | 50,0% | 57,2% | 7,2% | 58,1% | 8,1% | 58,3% | 8,3% |
| 2,0 | 37,5% | 44,8% | 7,3% | 46,7% | 9,2% | 45,8% | 8,3% |
| 0,42 | 22,5% | 24,5% | 2,0% | 29,3% | 6,8% | 26,4% | 3,9% |
| 0,075 | 10,0% | 11,6% | 1,6% | 14,5% | 4,5% | 12,7% | 2,7% |

| Peneira | Mistura | m: wot-2% | | m: wot | | m: wot+1% | |
|---------|---------|------------|-----------|------------|-----------|------------|-----------|
| | M3 | Pós ensaio | Diferença | Pós ensaio | Diferença | Pós ensaio | Diferença |
| 19 | 100,0% | 100,0% | 0,0% | 100,0% | 0,0% | 100% | 0,0% |
| 12,5 | 62,0% | 74,0% | 12,0% | 74,2% | 12,2% | 74,86% | 12,9% |
| 9,5 | 43,0% | 61,0% | 18,0% | 60,4% | 17,4% | 64,19% | 21,2% |
| 6,3 | 33,0% | 50,0% | 17,0% | 46,5% | 13,5% | 51,75% | 18,7% |
| 4,8 | 30,0% | 44,0% | 14,0% | 39,8% | 9,8% | 45,10% | 15,1% |
| 2,0 | 20,0% | 32,4% | 12,4% | 27,9% | 7,9% | 32,88% | 12,9% |
| 0,42 | 13,0% | 18,1% | 5,1% | 16,5% | 3,5% | 17,77% | 4,8% |
| 0,075 | 3,0% | 7,9% | 4,9% | 5,3% | 2,3% | 7,76% | 4,8% |

Fonte: Autor

Os resultados apresentados no gráfico indicam um percentual de quebra mais elevado conforme o acréscimo de agregado nas misturas. A mistura M1 apresentou maior degradação com o acréscimo de energia de compactação nas variações de umidade, em especial entre as faixas granulométricas de 6,3mm a 2,0mm, intervalo de maior percentual de agregado na mistura. A mistura M2 apresentou um percentual de degradação compreendendo todas as faixas

granulométricas e sem relação direta com o acréscimo de energia empregado nas variações de umidade ótima.

A mistura M3 foi a que apresentou maior degradação, principalmente nas amostras compactadas nas variações da umidade ótima, onde para o intervalo granulométrico de 12,5mm a 2,0mm o percentual de quebra foi superior a 12%, com máximos de 18% e 21,2% na fração 9,5mm. Esse comportamento já era esperado tendo em vista a carência de finos na amostra, acarretando em um elevado volume de vazios que, conjuntamente com a fragilidade do agregado, ocasionam elevados percentuais de quebra. Quanto aos percentuais abaixo de 2,0mm, não é possível inferir se a degradação ocorreu inteiramente no agregado ou se existe contribuição do solo, uma vez que se trata de um material jovem, pouco intemperizado e com grãos friáveis, susceptíveis também a quebra.

A influência do carregamento cíclico na degradação das partículas de agregado foi investigada com a utilização do segundo corpo de prova, oriundo da triplicata para determinação do M_R . Na Tabela 29 são apresentados os dados da análise granulométrica pós M_R , e na Figura 56 as variações percentuais de cada amostra, conforme a faixa granulométrica.

Figura 56 – Variação na porcentagem retida, nas misturas, pós M_R

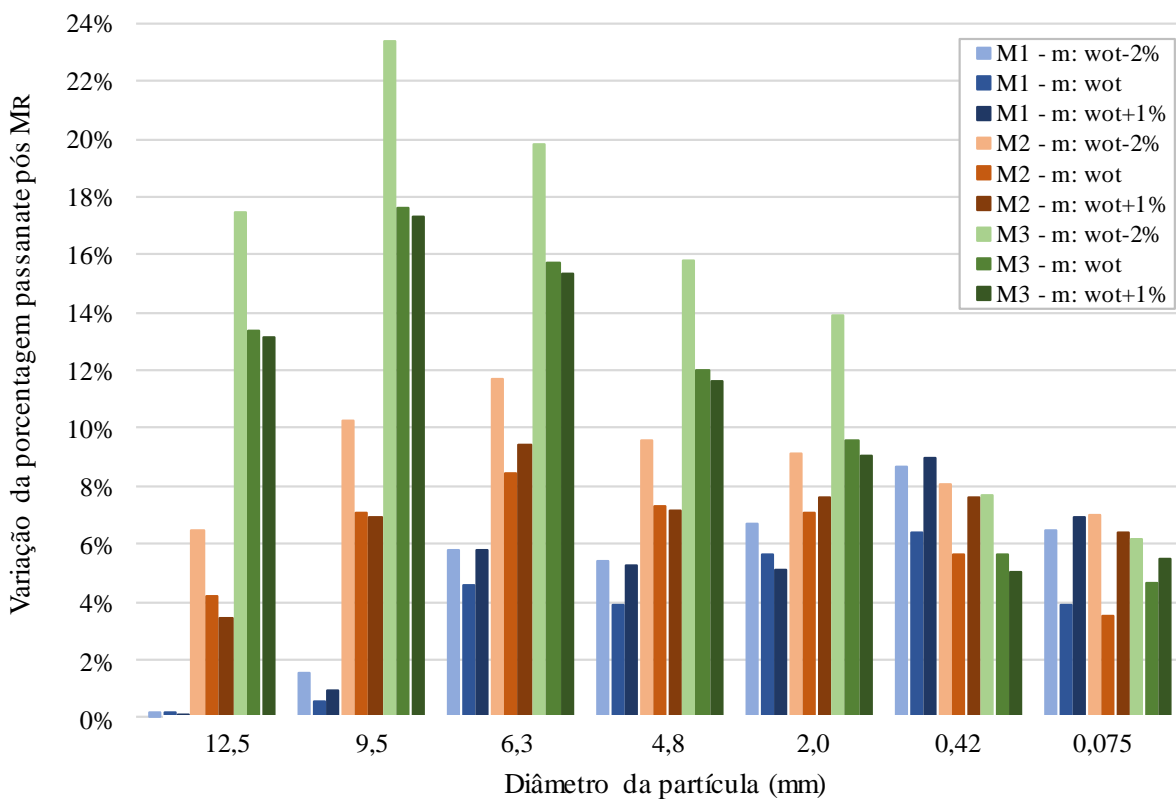


Tabela 29 – Granulometria das misturas pós M_R

| Peneira | Mistura | m: wot-2% | | m: wot | | m: wot+1% | |
|---------|---------|------------|-----------|------------|-----------|------------|-----------|
| | M1 | Pós ensaio | Diferença | Pós ensaio | Diferença | Pós ensaio | Diferença |
| 19 | 100,0% | 100,0% | 0,0% | 100,0% | 0,0% | 100% | 0,0% |
| 12,5 | 96,0% | 96,2% | 0,2% | 96,2% | 0,2% | 96,13% | 0,1% |
| 9,5 | 92,0% | 93,6% | 1,6% | 92,6% | 0,6% | 92,94% | 0,9% |
| 6,3 | 78,0% | 83,8% | 5,8% | 82,6% | 4,6% | 83,79% | 5,8% |
| 4,8 | 70,0% | 75,4% | 5,4% | 73,9% | 3,9% | 75,29% | 5,3% |
| 2,0 | 55,0% | 61,7% | 6,7% | 60,7% | 5,7% | 60,12% | 5,1% |
| 0,42 | 32,0% | 40,7% | 8,7% | 38,4% | 6,4% | 41,01% | 9,0% |
| 0,075 | 17,0% | 23,5% | 6,5% | 20,9% | 3,9% | 23,93% | 6,9% |
| Peneira | Mistura | m: wot-2% | | m: wot | | m: wot+1% | |
| | M2 | Pós ensaio | Diferença | Pós ensaio | Diferença | Pós ensaio | Diferença |
| 19 | 100,0% | 100,0% | 0,0% | 100,0% | 0,0% | 100% | 0,0% |
| 12,5 | 79,0% | 85,5% | 6,5% | 83,2% | 4,2% | 82,41% | 3,4% |
| 9,5 | 67,5% | 77,8% | 10,3% | 74,6% | 7,1% | 74,42% | 6,9% |
| 6,3 | 56,0% | 67,7% | 11,7% | 64,4% | 8,4% | 65,46% | 9,5% |
| 4,8 | 50,0% | 59,6% | 9,6% | 57,3% | 7,3% | 57,14% | 7,1% |
| 2,0 | 37,5% | 46,7% | 9,2% | 44,6% | 7,1% | 45,08% | 7,6% |
| 0,42 | 22,5% | 30,6% | 8,1% | 28,2% | 5,7% | 30,12% | 7,6% |
| 0,075 | 10,0% | 17,0% | 7,0% | 13,5% | 3,5% | 16,37% | 6,4% |
| Peneira | Mistura | m: wot-2% | | m: wot | | m: wot+1% | |
| | M3 | Pós ensaio | Diferença | Pós ensaio | Diferença | Pós ensaio | Diferença |
| 19 | 100,0% | 100,0% | 0,0% | 100,0% | 0,0% | 100% | 0,0% |
| 12,5 | 62,0% | 79,5% | 17,5% | 75,4% | 13,4% | 75,18% | 13,2% |
| 9,5 | 43,0% | 66,4% | 23,4% | 60,6% | 17,6% | 60,32% | 17,3% |
| 6,3 | 33,0% | 52,8% | 19,8% | 48,7% | 15,7% | 48,36% | 15,4% |
| 4,8 | 30,0% | 45,8% | 15,8% | 42,0% | 12,0% | 41,61% | 11,6% |
| 2,0 | 20,0% | 33,9% | 13,9% | 29,6% | 9,6% | 29,07% | 9,1% |
| 0,42 | 13,0% | 20,7% | 7,7% | 18,6% | 5,6% | 18,05% | 5,1% |
| 0,075 | 3,0% | 9,2% | 6,2% | 7,7% | 4,7% | 8,51% | 5,5% |

Fonte: Autor

Ao comparar a variação granulométrica pós compactação e pós M_R, verificou-se que a mistura M1 apresenta percentuais de degradação muito próximos, indicando que a ação do carregamento cíclico não promoveu quebra na fração mais grossa, isso pode ser justificado pela constituição majoritariamente fina da amostra, não possibilitando o contato entre partículas de agregado, que poderiam quebrar sob a ação de carregamento. Já a porcentagem de quebra

apresentada pode estar relacionada ao impacto do soquete durante a compactação, tendo em vista o tamanho das partículas de agregado e pequena espessura de cada camada.

A mistura M2 exibiu comportamento muito próximo a M1, no entanto para as amostras compactadas abaixo do teor ótimo, observou-se maiores porcentagens de quebra desde a fração 12,5mm até a 2,0mm. Esse fato está associado a maior rigidez do corpo de prova, dado o menor teor de umidade e maior energia de compactação. Para as amostras compactadas acima do teor ótimo não foi verificado esse comportamento. A M3 apresenta comportamento similar a M2, com considerável aumento no percentual de quebra na amostra compactada na wot-2%, em toda faixa granulométrica constituída apenas por agregado.

Quanto à fração fina, as misturas após o M_R apresentaram um aumento mais expressivo na faixa 0,42mm, principalmente nos corpos de prova moldados na variação da umidade ótima. No entanto, conforme comentado anteriormente, não é possível afirmar se é proveniente da quebra do agregado ou dos grãos do solo. Por fim foi verificado a influência do aumento da frequência e a exposição a longos ciclos carregamentos através da determinação da composição granulométrica pós M_R pós D_P apresentados na Tabela 30 e Figura 57.

Figura 57 – Variação na porcentagem retida, nas misturas, pós M_R , pós D_P

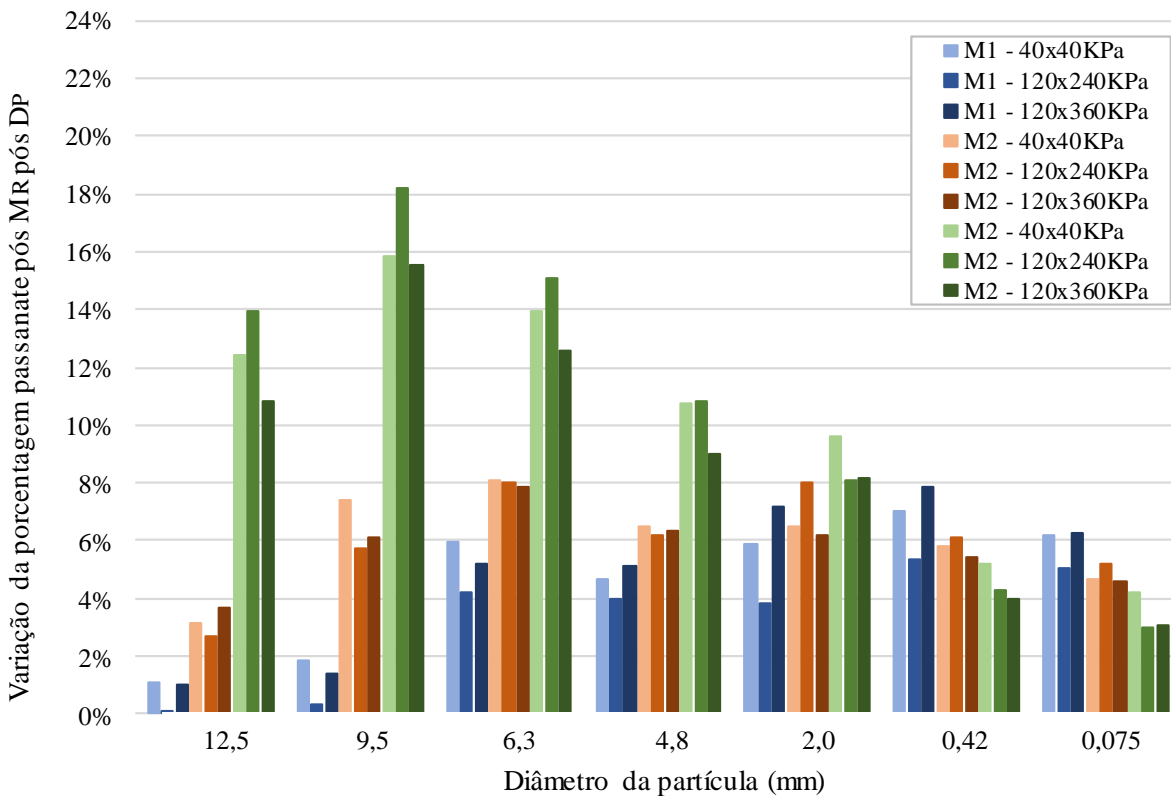


Tabela 30 – Granulometria das misturas pós M_R, pós D_P

| Peneira | Mistura | 40x40kPa | | 120x240kPa | | 120x360kPa | |
|---------|---------|------------|-----------|------------|-----------|------------|-----------|
| | M1 | Pós ensaio | Diferença | Pós ensaio | Diferença | Pós ensaio | Diferença |
| 19 | 100,0% | 100,0% | 0,0% | 100,0% | 0,0% | 100,0% | 0,0% |
| 12,5 | 96,0% | 97,1% | 1,1% | 96,0% | 0,0% | 97,0% | 1,0% |
| 9,5 | 92,0% | 93,9% | 1,9% | 92,4% | 0,4% | 93,4% | 1,4% |
| 6,3 | 78,0% | 83,9% | 5,9% | 82,2% | 4,2% | 83,2% | 5,2% |
| 4,8 | 70,0% | 74,7% | 4,7% | 74,0% | 4,0% | 75,1% | 5,1% |
| 2,0 | 55,0% | 60,9% | 5,9% | 58,8% | 3,8% | 62,1% | 7,1% |
| 0,42 | 32,0% | 39,0% | 7,0% | 37,4% | 5,4% | 39,9% | 7,9% |
| 0,075 | 17,0% | 23,2% | 6,2% | 22,1% | 5,1% | 23,3% | 6,3% |
| Peneira | Mistura | 40x40kPa | | 120x240kPa | | 120x360kPa | |
| | M2 | Pós ensaio | Diferença | Pós ensaio | Diferença | Pós ensaio | Diferença |
| 19 | 100,0% | 100,0% | 0,0% | 100,0% | 0,0% | 100,0% | 0,0% |
| 12,5 | 79,0% | 82,1% | 3,1% | 81,7% | 2,7% | 82,7% | 3,7% |
| 9,5 | 67,5% | 74,9% | 7,4% | 73,2% | 5,7% | 73,6% | 6,1% |
| 6,3 | 56,0% | 64,1% | 8,1% | 64,0% | 8,0% | 63,8% | 7,8% |
| 4,8 | 50,0% | 56,5% | 6,5% | 56,2% | 6,2% | 56,3% | 6,3% |
| 2,0 | 37,5% | 44,0% | 6,5% | 45,5% | 8,0% | 43,7% | 6,2% |
| 0,42 | 22,5% | 28,3% | 5,8% | 28,6% | 6,1% | 27,9% | 5,4% |
| 0,075 | 10,0% | 14,7% | 4,7% | 15,2% | 5,2% | 14,6% | 4,6% |
| Peneira | Mistura | 40x40kPa | | 120x240kPa | | 120x360kPa | |
| | M3 | Pós ensaio | Diferença | Pós ensaio | Diferença | Pós ensaio | Diferença |
| 19 | 100,0% | 100,0% | 0,0% | 100,0% | 0,0% | 100,0% | 0,0% |
| 12,5 | 62,0% | 74,4% | 12,4% | 75,9% | 13,9% | 72,8% | 10,8% |
| 9,5 | 43,0% | 58,8% | 15,8% | 61,2% | 18,2% | 58,6% | 15,6% |
| 6,3 | 33,0% | 46,9% | 13,9% | 48,1% | 15,1% | 45,6% | 12,6% |
| 4,8 | 30,0% | 40,8% | 10,8% | 40,8% | 10,8% | 39,0% | 9,0% |
| 2,0 | 20,0% | 29,6% | 9,6% | 28,1% | 8,1% | 28,2% | 8,2% |
| 0,42 | 13,0% | 18,2% | 5,2% | 17,3% | 4,3% | 17,0% | 4,0% |
| 0,075 | 3,0% | 7,2% | 4,2% | 6,0% | 3,0% | 6,0% | 3,0% |

Fonte: Autor

A verificação da degradação pós deformação permanente foi realizada através da seleção de três corpos de prova ensaiados em diferentes relações de tensões (1, 2 e 3) de modo a avaliar, também, a influência da razão σ_d/σ_3 . As amostras, após o ensaio de D_P, foram submetidas ao ensaio M_R, na sequência foram secas, destorroadas e determinado a composição granulométrica. A mistura M1 seguiu o mesmo comportamento apresentado pós compactação

e ensaio de M_R , onde a degradação apresentou pequenas variações, que podem estar atreladas ao processo de colocação da amostra no interior do cilindro de compactação pelo operador.

A mistura M2 exibiu uma redução na degradação quando comparado ao ensaio triaxial padronizado e ao processo de compactação. Como se tratam de corpos e prova distintos, possivelmente, o ensaio de D_P promoveu uma menor degradação quando comparado às amostras apenas compactadas. Outro fato poderia ser a exposição prolongada a ciclos de carregamento, promovendo uma maior densificação da mistura sem a quebra do agregado, em especial nesta mistura por ser melhor graduada.

Com o maior percentual de agregado, a M3, apresentou maior degradação para na relação de tensões igual a 2 (120x240kPa) e menor degradação na relação 3 (120x360kPa). Ao comparar com as amostras compactadas no teor ótimo, para algumas faixas granulométricas se observa pequenos acréscimos de quebra. No entanto por se tratarem de amostras diferentes, essa variação pode estar associada ao operador, não observando uma relação direta entre degradação e ação prolongada de ciclos de carregamento com variação na razão entre tensões.

A determinação da composição granulométrica, posterior a compactação e aos ensaios triaxiais, permitiu verificar a taxa de contribuição que cada um destes representa na quebra das partículas de agregado que constituem as misturas. Nas três situações, a maior variação na porcentagem de agregado, por fração, foi observado após os ensaios de compactação. O acréscimo na energia nas amostras compactadas na variação do teor ótimo, promoveu um aumento significativo na quebra das partículas, em especial na mistura M3 onde, em função do baixo teor de finos, ocorreu contato direto entre as partículas de agregado, promovendo a quebra das partículas mais frágeis durante a dissipação dos golpes no processo de compactação.

Outro fator é a espessura da camada, tendo em vista que cada corpo de prova foi compactado com dez camadas e sua altura final é de 20cm. Cada camada possui aproximadamente 2cm e com isso no momento da inserção do material para a compactação a altura, na condição fofa, é de aproximadamente 4cm. Após a dissipação dos golpes iniciais começa a ocorrer o contato direto entre partículas de agregado, promovendo o embricamento até certo ponto, um aumento na quantidade de golpes promove a quebra e/ou pulverização das partículas de agregados que ficam soltas sobre a superfície em processo de compactação.

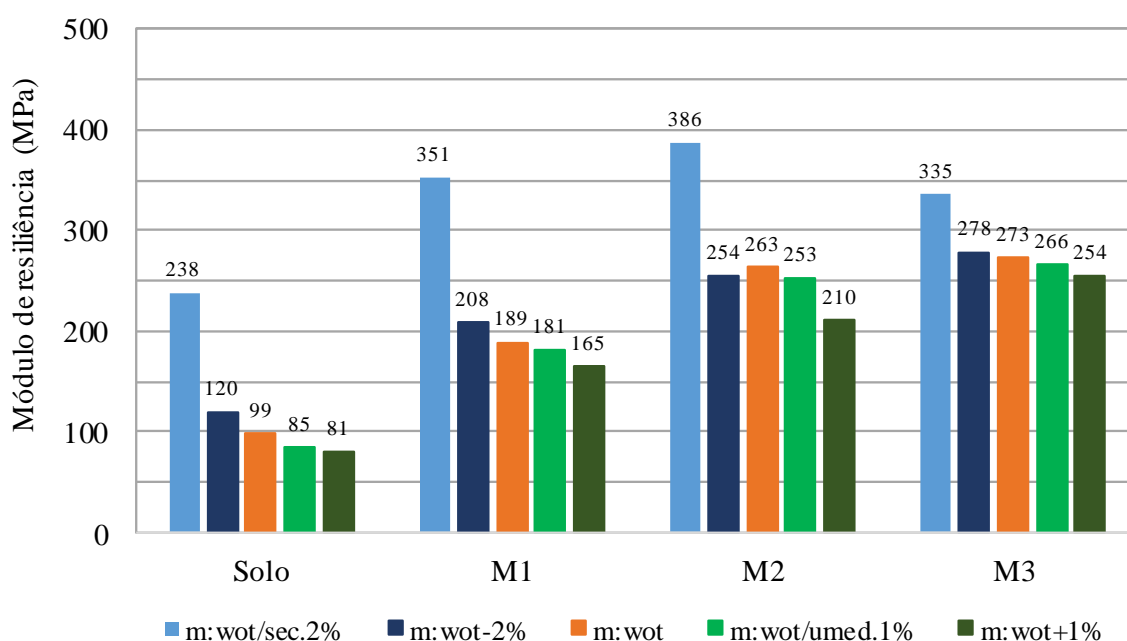
A ação da deformação permanente promoveu uma redução na degradação das misturas, quando comparado aos ensaios de M_R convencional, aparentemente sem relação com o par de tensões aplicado. No entanto os esforços repetidos promoveram uma maior densificação nas amostras, tornando-as mais resistentes a aplicação de cargas durante o M_R , reduzindo a quebra.

4.4.6. Comentários sobre o M_R

Como o objetivo da presente pesquisa é avaliar os principais fatores que podem vir a influenciar o comportamento resiliente de misturas de solo e agregado, para uso em camadas de pavimento, a determinação do M_R foi realizada em diferentes condições de umidade, em intervalos pré-estabelecidos pelas normativas nacionais que tratam da utilização de materiais estabilizados granulometricamente para composição de camadas de base e sub-base. Dentre as condições investigadas, buscou-se avaliar o impacto da variação de umidade pré e pós compactação, partindo sempre da premissa de obtenção de grau de compactação igual ou próximo ao definido nas curvas de compactação de cada um dos materiais.

A comparação entre os resultados médios de M_R , obtidos para os corpos de prova moldados na umidade ótima e submetidos a variação de umidade com os moldados na variação, com acréscimo de energia, é apresentada na Figura 58. Os maiores valores de resiliência estão relacionados as amostras moldadas no teor ótimo e submetidas a secagem em 2%, devido a uma maior densificação em função do teor ótimo e de enrijecimento dos corpos de prova através da retirada de água e aumento da sucção. As amostras moldadas na wot-2% mostram desempenho muito próximo ao obtido no teor ótimo, porém foi necessário um acréscimo de 50% na energia de compactação para atingir o GC exigido.

Figura 58 – Variação dos M_R médios em função do teor de umidade



As amostras acima do teor ótimo apresentam pequena variação dos resultados entre si e módulos inferiores ao obtido no teor ótimo, para a amostra moldada na umidade ótima e submetida ao umedecimento em 1%. Verificou-se uma pequena redução no M_R em função do acréscimo de umidade, esse fato está atrelado a esse excesso de umidade que, mesmo em pequeno percentual, acaba comprometendo a densificação do material obtida durante a compactação. Também há de se considerar o fato de que o ensaio de M_R é realizado de maneira dinâmica, o que auxilia na desestruturação do corpo de prova. Já as amostras moldadas na $w_{ot}+1\%$ foram àquelas com o pior desempenho, dentro do conjunto, mesmo com o aumento na energia de compactação. Essa variação de 1% significou um acréscimo maior de umidade, uma vez que com o aumento de energia, a tendência é que o teor de umidade ótima reduza e com isso a variação entre esses teores se tornou ainda maior.

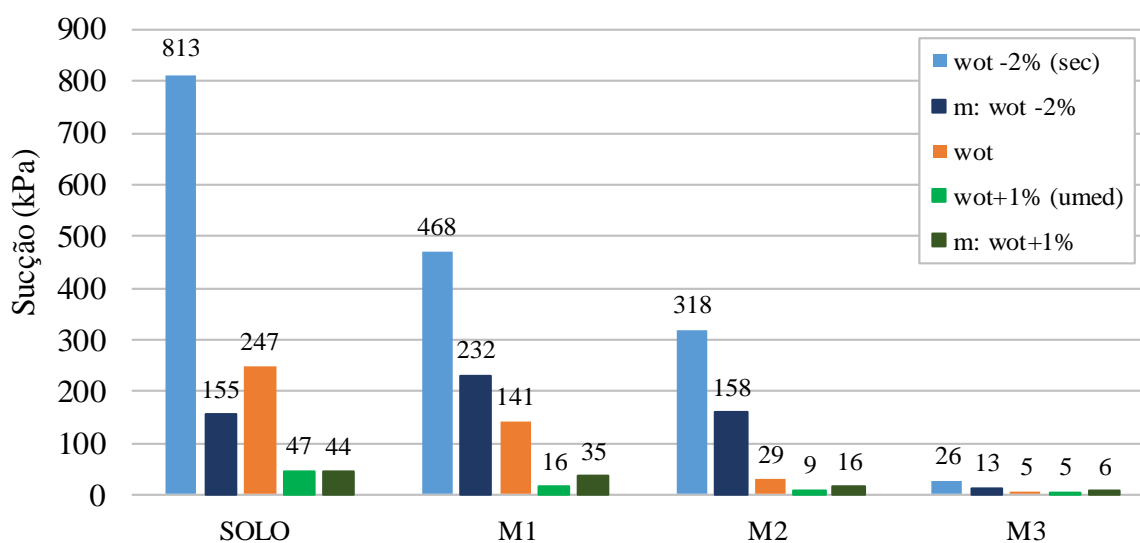
Com relação as amostras compactadas com variação de energia, foi necessário um aumento de 50% na energia de compactação para atingir a densidade máxima obtida na curva de compactação. Esse aumento é proporcional a uma variação de energia do Proctor Intermediário para o Modificado. Cabe destacar que esse acréscimo de energia foi validado através das normativas, que permitem essa variação no teor de umidade, desde que atingidos os parâmetros de densidade e ISC. No entanto, partindo para uma aplicação prática com a compactação em pista, nessa pequena variação admissível, implicaria em um aumento considerável em horas de rolo, de modo ao material apresentar parâmetros de compactação suficientes para aceitação.

Buscando melhor subsidiar a avaliação do comportamento resiliente dos materiais frente as variações de umidade propostas, na Figura 59 são apresentados os parâmetros de sucção conjuntamente.

As amostras moldadas no teor de umidade ótimo apresentam uma relação direta entre a variação de umidade e a sucção, onde os maiores valores correspondem aos menores teores de umidade. Outra observação é relativa ao percentual de solo, quanto maior o teor de solo maiores as sucções. Já as amostras moldadas na variação de umidade apresentaram uma tendência similar as demais, excetuando-se o solo na $w_{ot}-2\%$. Importante destacar que a estrutura destas amostras é completamente diferente dos materiais moldados no teor ótimo, uma vez que as variações na umidade de moldagem e na energia de compactação influenciam diretamente na quantidade e tamanho dos poros dos materiais, que por sua vez estão associados ao parâmetro sucção.

Para todas as condições de análise de M_R , os dados obtidos nos ensaios triaxiais foram submetidos a modelos matemáticos através de regressões não lineares. Na Tabela 31 é apresentado um resumo dos valores de M_R (mínimo, médio e máximo) para todas as amostras nas diferentes condições de análise, juntamente com os módulos obtidos a partir dos três modelos que apresentaram melhores coeficientes de determinação.

Figura 59 – Variação da sucção nas amostras



Fonte: Autor

Fazendo uma análise nos resultados obtidos através da média das leituras do ensaio triaxial e os valores obtidos através dos modelos matemáticos, observa-se uma variação muito pequena entre os valores, indicando que os modelos empregados na determinação dos módulos de resiliência, descrevem muito bem o comportamento do solo e das misturas, inclusive o modelo de Liang et al. (2008) que leva em consideração parâmetros de umidade e grau de saturação, através do parâmetro de sucção.

Ao observar os valores médios de M_R das amostras, verifica-se que o solo apresentou uma variação de 80MPa a 238MPa, menores valores nos ensaios com teor de umidade acima da ótima. A mistura M1 mostra um ganho relativamente elevado de módulo com o acréscimo de agregado, onde os valores variam de 165MPa a 351MPa, já a M2 a variação foi de 210MPa a 386MPa seguindo a tendência de aumento no M_R conforme a adição de agregado e a M3 de 254MPa a 335MPa. Ao comparar a M2 e M3 observa-se um módulo maior na M2, fruto de uma melhor composição granulométrica, com menor volume de vazios e com isso uma maior estabilidade na amostra. Cabe destacar que os menores valores de M_R são relativos as amostras

moldadas com 1% acima do teor ótimo, já os maiores valores são para as moldagens no teor ótimo com secagem em 2%.

De acordo com Bernucci et al. (2006), o módulo de resiliência de uma brita graduada é, em média, de 100MPa a 400MPa, quando empregado em camadas de pavimentos. No entanto esse valor pode variar de acordo com a distribuição granulométrica, natureza dos agregados, estado de tensões e compactação. Com isso os valores apresentados no estudo são condizentes com a literatura e apresentam parâmetros suficientes para emprego em camadas de pavimentos.

Tabela 31 – Comparação entre M_R obtido no ensaio triaxial e nos modelos matemáticos

| Amostra | Condição | Ensaio | | | Modelos – M_R médio | | |
|---------------|------------|------------|------------|------------|-----------------------|----------|--------------|
| | | M_{Rmin} | M_{Rmed} | M_{Rmax} | Biares | Composto | Liang et al. |
| Solo | wot PI | 61,18 | 100,24 | 165,09 | 99,79 | 99,80 | 99,78 |
| | wot | 68,69 | 98,90 | 154,51 | 98,58 | 98,63 | 98,62 |
| | wot-2% (s) | 165,00 | 238,24 | 302,09 | 238,25 | 238,27 | 238,25 |
| | wot+1% (u) | 51,79 | 85,03 | 145,32 | 84,48 | 84,49 | 84,42 |
| | m: wot-2% | 88,05 | 120,35 | 174,35 | 120,22 | 120,22 | 120,20 |
| | m: wot+1% | 46,05 | 80,58 | 148,13 | 79,85 | 79,83 | 79,79 |
| Mistura M1 | wot PI | 77,34 | 181,54 | 333,25 | 181,13 | 180,92 | 180,87 |
| | wot | 104,93 | 189,32 | 346,03 | 188,27 | 188,18 | 186,28 |
| | wot-2% (s) | 172,43 | 351,28 | 576,31 | 351,26 | 350,90 | 369,62 |
| | wot+1% (u) | 70,86 | 181,23 | 359,26 | 180,55 | 180,61 | 180,14 |
| | m: wot-2% | 118,50 | 208,20 | 357,74 | 207,87 | 207,57 | 208,24 |
| | m: wot+1% | 74,50 | 165,25 | 325,17 | 164,09 | 163,80 | 165,34 |
| Mistura M2 | wot PI | 86,48 | 237,32 | 436,66 | 237,59 | 237,14 | 236,86 |
| | wot | 112,97 | 262,88 | 498,69 | 261,93 | 261,95 | 276,36 |
| | wot-2% (s) | 146,15 | 386,40 | 674,13 | 386,75 | 387,13 | 381,70 |
| | wot+1% (u) | 99,16 | 252,78 | 512,80 | 252,15 | 251,93 | 256,62 |
| | m: wot-2% | 118,59 | 254,46 | 473,20 | 253,55 | 253,74 | 253,21 |
| | m: wot+1% | 88,60 | 210,07 | 416,30 | 209,53 | 209,66 | 204,28 |
| Mistura M3 | wot PI | 83,26 | 247,37 | 517,36 | 248,21 | 247,59 | 241,86 |
| | wot | 92,27 | 272,90 | 517,36 | 273,07 | 273,15 | 272,21 |
| | wot-2% (s) | 112,76 | 335,40 | 639,75 | 334,96 | 335,76 | 324,18 |
| | wot+1% (u) | 89,41 | 265,68 | 491,67 | 266,44 | 266,08 | 274,45 |
| | m: wot-2% | 94,68 | 278,14 | 549,49 | 278,45 | 278,29 | 279,74 |
| | m: wot+1% | 100,43 | 254,31 | 467,48 | 254,40 | 254,51 | 257,78 |

(s) secagem e (u) umedecimento.

Na tabela 2 foram apresentados alguns valores de M_R obtidos em pesquisas nacionais com solo-agregado, dentre elas destacam-se Bezerra (2004) com M_R de 207MPa para uma composição de 50% de agregado e 236MPa com 70% de agregado. Comparando as misturas M1 e M2, com teores próximos, observa-se valores similares (189MPa e 263MPa). Lima (2015) apresentou valores máximos obtidos com 25%, 50% e 75% de agregado, com M_R de 696MPa, 861MPa e 477MPa, respectivamente onde se observa uma redução significativa para a amostra com 75% de agregado, possivelmente devido à instabilidade promovida pelo excesso de agregado. Norback (2018) apresenta dentre vários percentuais de agregado o de 55% (solo NA'), com M_R médio de 173MPa, valor próximo ao obtido nessa pesquisa, que foi de 189MPa para a M1. A autora investigou outros percentuais de adição de agregado, dentre eles o de 70% com M_R médio de 414MPa, valor muito elevado quando comparado a M3 desta pesquisa.

4.5. DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Com o objetivo de avaliar as deformações plásticas, as quais os materiais encontram-se sujeitos na composição de camadas de pavimentos, neste item serão apresentados os resultados referentes a deformação permanente do solo, bem como das misturas, conforme definido no item 3.5. A moldagem dos corpos de prova foi realizada no teor de umidade ótima e grau de compactação igual ou superior a 98%.

Os ensaios de determinação da deformação permanente foram realizados no equipamento triaxial de cargas repetidas, com a utilização de seis corpos de prova e em diferentes configurações de tensão, obtendo-se assim resultados com razões variadas entre tensão desvio (σ_d) e tensão confinante (σ_3) (de 1, 2 e 3). Os ensaios foram conduzidos a uma frequência de 2Hz até 150.000 ciclos. Ao finalizar o ensaio de D_p foi realizado o ensaio de M_R em cada um dos corpos de prova, com o intuito de avaliar a influência da ação de carregamentos repetidos, de longos períodos, nas propriedades resilientes dos materiais.

Com os dados dos ensaios foi determinada a deformação total para cada estágio de carregamento, em cada uma das amostras, e também foi verificado o acomodamento das deformações (*shakedown*), a partir do modelo proposto por Dawson e Wellner (1999). Quanto a modelagem dos resultados, no item 2.3.1. foram apresentados alguns dos modelos passíveis de descrever o comportamento do material em relação a deformação permanente. Neste estudo será empregado apenas o modelo de Guimarães (2009), tendo em vista sua indicação na norma DNIT 179/2018 e de que os coeficientes obtidos em tal modelo, através da regressão não linear, são parâmetros de entrada do *software* MeDiNa.

4.5.1. Deformação permanente total

Os corpos de prova de cada amostra destinada ao ensaio de deformação permanente, foram moldados no teor de umidade ótima, buscando-se um grau de compactação próximo a 100%. Na Tabela 32 são apresentados os resultados de deformação, os dados de teor de umidade de moldagem, bem como o respectivo grau de compactação. Foi estabelecido uma variação admissível de até 0,5% no teor de umidade e um grau de compactação de no mínimo 98%.

Tabela 32 – Resultados do ensaio de deformação permanente

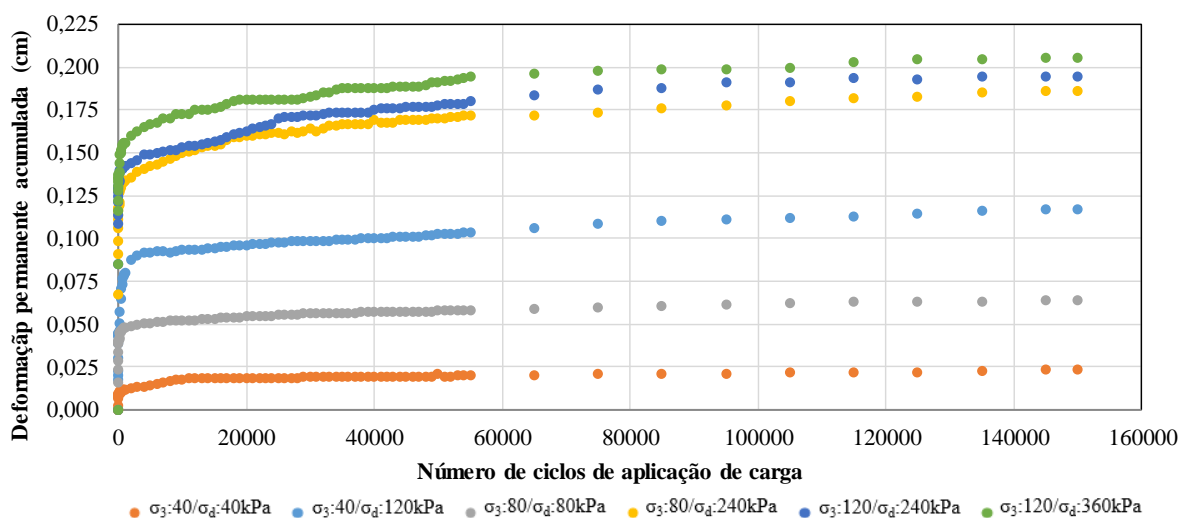
| Amostra | σ_3 | σ_d | σ_1/σ_d | W_{cp} (%) | GC (%) | Deformação (cm) | | | | |
|----------|------------|------------|---------------------|-----------------|-----------|-----------------|--------------|--------------|---------------|---------------|
| | (kPa) | (kPa) | | | | $E^{1.000}$ | $E^{10.000}$ | $E^{50.000}$ | $E^{100.000}$ | $E^{150.000}$ |
| Solo (1) | 40 | 40 | 2 | 11,4 | 99,7 | 0,0120 | 0,0180 | 0,0207 | 0,0220 | 0,0231 |
| Solo (2) | 40 | 120 | 4 | 11,4 | 99,5 | 0,0797 | 0,0931 | 0,1030 | 0,1120 | 0,1174 |
| Solo (3) | 80 | 80 | 2 | 11,5 | 100,1 | 0,0479 | 0,0523 | 0,0578 | 0,0624 | 0,0642 |
| Solo (4) | 80 | 240 | 4 | 11,3 | 99,5 | 0,1340 | 0,1500 | 0,1700 | 0,1800 | 0,1860 |
| Solo (5) | 120 | 240 | 3 | 11,6 | 100,8 | 0,1420 | 0,1530 | 0,1780 | 0,1910 | 0,1950 |
| Solo (6) | 120 | 360 | 4 | 11,4 | 99,5 | 0,1560 | 0,1730 | 0,1910 | 0,2000 | 0,2060 |
| M1 (1) | 40 | 40 | 2 | 7,1 | 100,4 | 0,0270 | 0,0379 | 0,0466 | 0,0521 | 0,0556 |
| M1 (2) | 40 | 120 | 4 | 7,1 | 99,8 | 0,0539 | 0,0621 | 0,0715 | 0,0785 | 0,0817 |
| M1 (3) | 80 | 80 | 2 | 7,2 | 100,0 | 0,0379 | 0,0424 | 0,0467 | 0,0497 | 0,0525 |
| M1 (4) | 80 | 240 | 4 | 7,2 | 100,2 | 0,0699 | 0,0812 | 0,0929 | 0,0980 | 0,1031 |
| M1 (5) | 120 | 240 | 3 | 7,1 | 100,0 | 0,0902 | 0,1010 | 0,1160 | 0,1240 | 0,1270 |
| M1 (6) | 120 | 360 | 4 | 7,2 | 101,3 | 0,1114 | 0,1242 | 0,1404 | 0,1456 | 0,1522 |
| M2 (1) | 40 | 40 | 2 | 6,2 | 99,6 | 0,0110 | 0,0136 | 0,0168 | 0,0183 | 0,0192 |
| M2 (2) | 40 | 120 | 4 | 6,1 | 99,5 | 0,0312 | 0,0367 | 0,0433 | 0,0482 | 0,0515 |
| M2 (3) | 80 | 80 | 2 | 6,2 | 99,6 | 0,0255 | 0,0272 | 0,0314 | 0,0344 | 0,0366 |
| M2 (4) | 80 | 240 | 4 | 5,9 | 99,7 | 0,0821 | 0,0907 | 0,1030 | 0,1110 | 0,1141 |
| M2 (5) | 120 | 240 | 3 | 6,0 | 99,9 | 0,0705 | 0,0794 | 0,0904 | 0,0965 | 0,1020 |
| M2 (6) | 120 | 360 | 4 | 6,0 | 100,2 | 0,0952 | 0,1007 | 0,1150 | 0,1270 | 0,1330 |
| M3 (1) | 40 | 40 | 2 | 6,6 | 99,8 | 0,0073 | 0,0139 | 0,0161 | 0,0175 | 0,0182 |
| M3 (2) | 40 | 120 | 4 | 6,5 | 99,7 | 0,0455 | 0,0680 | 0,0818 | 0,0872 | 0,0910 |
| M3 (3) | 80 | 80 | 2 | 6,5 | 99,8 | 0,0280 | 0,0363 | 0,0419 | 0,0455 | 0,0480 |
| M3 (4) | 80 | 240 | 4 | 6,7 | 99,7 | 0,0886 | 0,1220 | 0,1540 | 0,1670 | 0,1790 |
| M3 (5) | 120 | 240 | 3 | 6,4 | 99,5 | 0,0858 | 0,1070 | 0,1220 | 0,1310 | 0,1370 |
| M3 (6) | 120 | 360 | 4 | 6,4 | 99,9 | 0,1010 | 0,1320 | 0,1530 | 0,1720 | 0,1820 |

σ_3 : tensão confinante; σ_d : tensão desvio; σ_1 : tensão total ($\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d$); E^n : deformação permanente acumulada; w_{cp} : teor de umidade de moldagem do CP ensaiado; GC: grau de compactação do CP ensaiado.

Referente a moldagem, os corpos de prova apresentaram uma variação máxima de 0,2% em torno do teor de umidade ótima e um grau de compactação mínimo de 99,5%, estando dentro dos limites estabelecidos neste trabalho. Quanto a taxa de deformação permanente, Zago (2016) e Pascoal (2020) retrataram a evolução desta em função do aumento dos ciclos de carregamento, tornando-se assim mais fácil a identificação da potencial estabilização das deformações dado número de ciclos, conforme apresentado na Tabela 32.

As maiores deformações ocorreram para o maior par de tensões, com σ_3 :120kPa e σ_d :360kPa, justificando que a magnitude das tensões está diretamente relacionada com as deformações. Dentre os materiais, o solo foi o que apresentou maior deformação, com 2,06mm, a mistura M1 com 1,52mm, a mistura M2 com 1,33mm e a mistura M3 com 1,82mm. A deformação permanente acumulada do solo é apresentada na Figura 60, onde é possível visualizar a evolução das deformações com o aumento do número de ciclos.

Figura 60 – Deformação permanente acumulada do solo



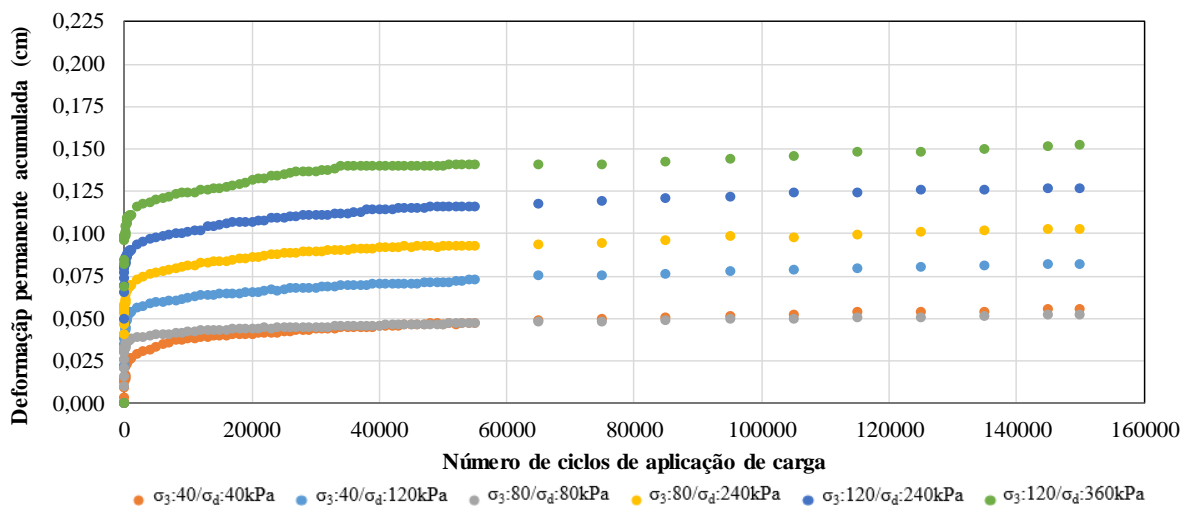
Fonte: Autor

Na amostra de solo, a menor deformação ocorreu no primeiro CP, com tensões confinante e desvio mais baixas ($\sigma_3=\sigma_d=40\text{kPa}$), a segunda menor deformação ocorreu no terceiro CP ($\sigma_3=\sigma_d=80\text{kPa}$), compreendendo as menores deformações na relação entre tensões σ_d/σ_3 de 1. A medida em que se aumentou a tensão desvio, as deformações foram mais significativas, mesmo com uma tensão confinante de 40kPa, no terceiro CP a triplicação da tensão desvio promoveu um aumento cinco vezes maior.

Para as menores tensões, nos dois primeiros corpos de prova, a deformação foi substancial nos primeiros ciclos de aplicação de carga, no entanto com a evolução dos mesmos ocorreu a estabilização destas deformações. Nos demais corpos de prova, submetidos a pares de tensão mais elevados, as deformações se mantiveram crescentes com o incremento dos ciclos, não sendo observada uma tendência de acomodamento. Cabe destacar que a tensão desvio é diretamente relacionada com crescimento das deformações.

Na mistura M1, apresentada na Figura 61, é possível visualizar um escalonamento nas curvas de deformabilidade, onde com exceção do primeiro par de tensões, a deformação apresenta um crescimento equidistante entre os pares de tensões. Os pares de tensão de menor magnitude, com relação σ_d/σ_3 de 1, apresentaram deformação final praticamente igual. Nos demais, a medida em que se elevou as tensões de relação (σ_d/σ_3), as deformações aumentaram.

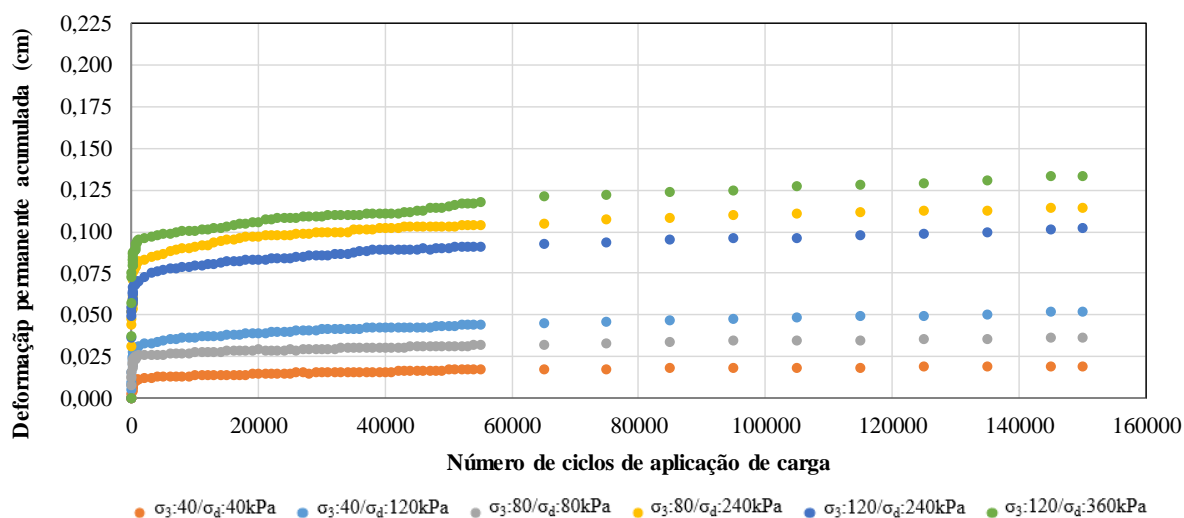
Figura 61 – Deformação permanente acumulada – Mistura 1



Fonte: Autor

Na mistura M2 (Figura 62) a deformação pode ser descrita em duas faixas distintas, onde para as menores tensões se verifica uma tendência de acomodamento da deformação, também observado na mistura M1 e no solo. Para os pares mais elevados as deformações permanecem crescentes, no entanto diferentemente das outras misturas anteriores, a M2 é caracterizada por apresentar maiores deformações associadas a relação σ_d/σ_3 de 3, onde o quinto corpo de prova, com tensão confinante de 120kPa apresentou deformabilidade menor que o quarto, com σ_3 igual a 80kPa. Observando a tensão desvio, para uma tensão confinante de 120kPa, o aumento em 50% na σ_d (240kPa para 360kPa) promoveu uma deformabilidade maior do que quando comparado a um mesmo aumento percentual na tensão confinante.

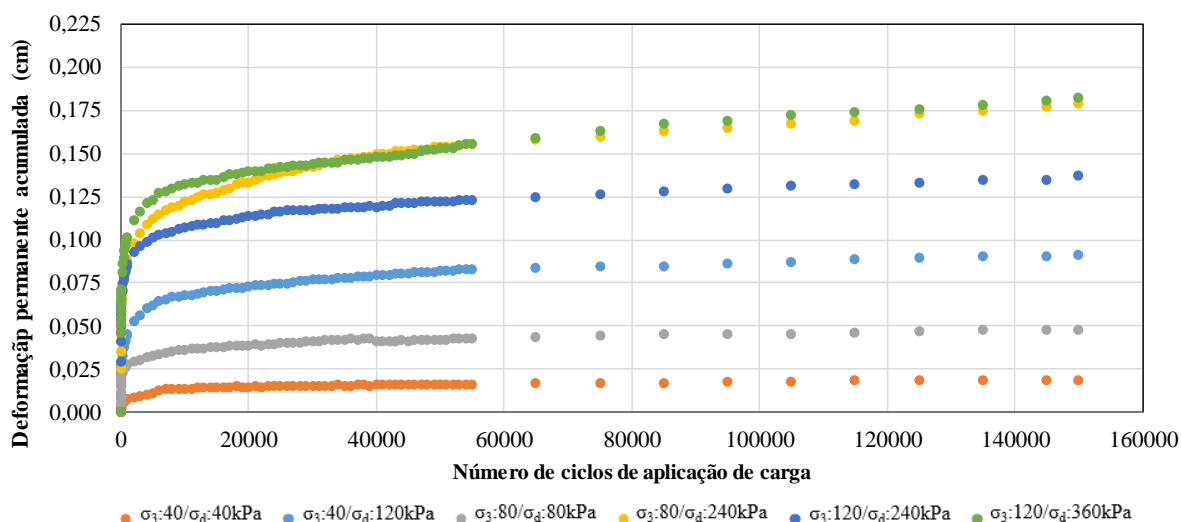
Figura 62 – Deformação permanente acumulada – Mistura 2



Fonte: Autor

Por fim é apresentado, na Figura 63, a mistura M3, onde se observa uma tendência de deformação completamente diferente das demais misturas. Enquanto a redução percentual de solo nas misturas M1 e M2 promoveu uma diminuição da deformação, na M3 as deformações voltaram a aumentar de maneira significativa, onde os dois pares de tensões mais elevados, na relação σ_d/σ_3 de 3 apresentaram deformação permanente maior que na mistura M1.

Figura 63 – Deformação permanente acumulada – Mistura 3

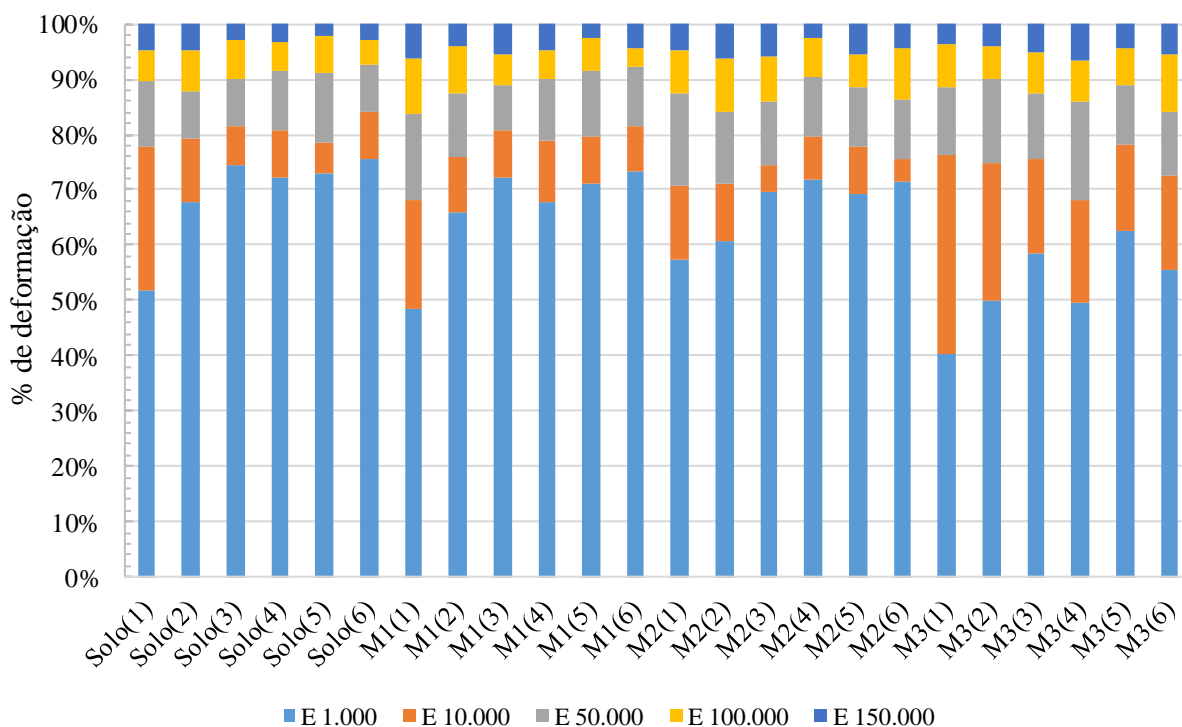


Fonte: Autor

Fazendo um comparativo entre as deformações máximas das misturas, a M1 e M2 apresentaram uma tendência de redução da deformação total em função do acréscimo de agregado. Já a mistura M3 apresentou um comportamento inverso, mesmo com a maior quantidade de agregado entre as misturas, teve a maior deformabilidade. Esse fato pode ser justificado, como mencionado anteriormente, pela quebra substancial dos agregados mais frágeis durante o processo de compactação, o que por sua vez veio a afetar o embricamento e tornar o conjunto mais susceptível a ação de cargas de maior magnitude.

Tanto para o solo como para as misturas, nos ciclos iniciais de aplicação de carga, verifica-se uma elevada taxa de deformabilidade das amostras. No caso das menores relações de tensões essa deformação tende a ser nula, indicando um possível acomodamento. Nos pares mais elevados a tendência dos materiais é seguir deformando, com pequenas variações. Na Figura 64 é apresentada a evolução das deformações conforme o incremento dos ciclos de carregamento, visando mensurar a deformabilidade em função dos ciclos transcorridos.

Figura 64 – Evolução da deformação permanente nas amostras com o aumento dos ciclos



Fonte: Autor

Com relação a amostra de solo, ao final dos 1.000 ciclos iniciais os corpos de prova submetidos ao ensaio de deformação permanente já haviam deformado entre 52% e 76% do

percentual total de deformação. Transcorridos 10.000 ciclos as deformações apresentaram-se entre 78% e 84%, resultando em uma menor variação. Com 100.000 ciclos mais de 95% da deformação havia ocorrido, mesmo nos corpos de prova submetidos à menores pares de tensões.

As misturas M1 e M2 apresentaram similaridade entre si e com a amostra de solo, onde nos 1.000 ciclos iniciais as deformações da M1 foram entre 49% e 73% e da M2 entre 57% e 72%, com maior expressão, em ambos os casos, nos pares de tensões mais elevados. Ao atingir 100.000 ciclos, a deformabilidade das misturas foi superior a 93%, chegando a 98% no CP5 da M1 e a 97% no CP4 da M2.

Na mistura M3 o percentual de deformabilidade foi relativamente inferior às demais amostras. Ao final dos 1.000 ciclos iniciais situou-se entre 40% e 62%. Com o avanço dos ciclos a taxa de deformação foi se tornando maior, sendo que com 100.000 ciclos apresenta-se entre 93% e 96%, no mesmo intervalo compreendido pelas demais amostras para esse número de ciclos, demonstrando que a M3 apresenta uma deformabilidade inicial menor, no entanto ao longo dos ciclos tende a se equiparar com as demais.

Fazendo uma análise conjunta da taxa de deformabilidade nos materiais, verifica-se que nos primeiros 1.000 ciclos de aplicação de carga os corpos de prova deformaram em torno de 50%. Ao final dos 10.000 ciclos as deformações ficaram na faixa dos 70% a 80%, já com 100.000 ciclos a deformabilidade é na ordem de 95%, exceto em alguns corpos de prova, submetidos a pares de tensões mais baixos que ficaram com 93%. Com isso é possível afirmar que, nestes casos, a maior parte da deformação sofrida pelos corpos de prova ocorre até os 100.000 ciclos, restando apenas um percentual de até 5% de deformação para os 50.000 ciclos complementares ao ensaio com total de 150.000 ciclos.

4.5.2. Influência das tensões desvio e confinante na deformação permanente

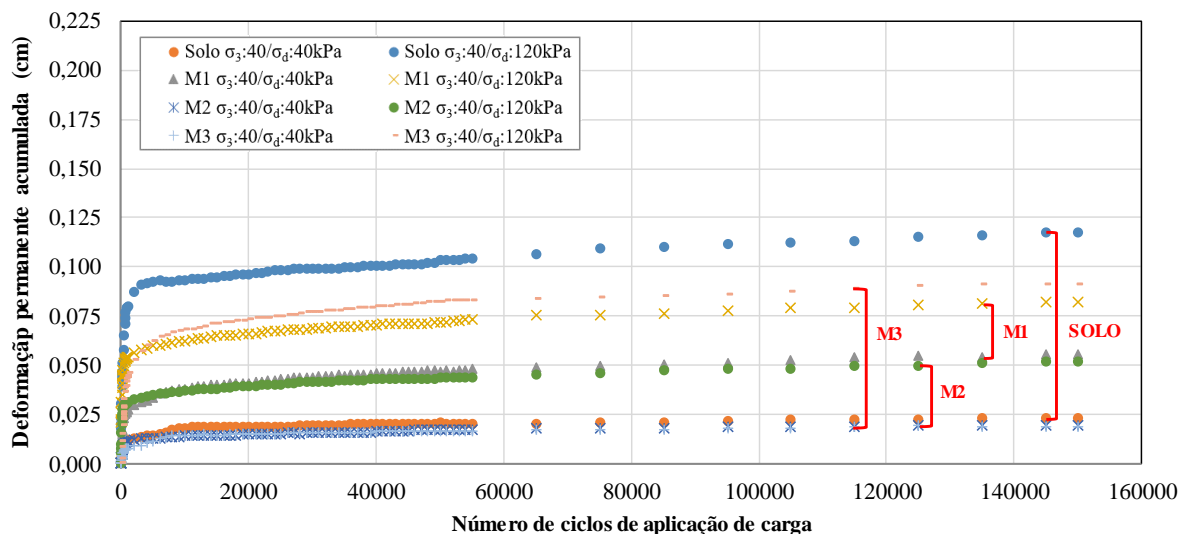
Com o propósito de avaliar o impacto das tensões confinante e desvio na deformabilidade das amostras, os dados oriundos dos ensaios de deformação permanente foram ordenados de maneira a se obter relações entre tensões, fixando-se uma delas e avaliando a influência da outra. Inicialmente foram fixados valores de tensão confinante (σ_3 :40kPa, σ_3 :80kPa e σ_3 :120kPa) e variadas as tensões desvio, conforme apresentado na Tabela 33. A relação entre tensões foi verificada utilizando as deformações totais ao final de cada ensaio, e com base nessas foi determinado a variação percentual na deformação permanente em função do acréscimo de tensão desvio.

Tabela 33 – Variação da deformação permanente com o aumento de σ_d

| Amostra | Nº | Ensaio | | σ_d/σ_3 | $E^{150.000}$ (mm) | Relação | Variação $E^{150.000}$ |
|------------|----|------------------|------------------|---------------------|-----------------------|---------|---------------------------|
| | | σ_3 (kPa) | σ_d (kPa) | | | | |
| Solo | 1 | 40 | 40 | 1 | 0,231 | 1 | 0 |
| | 2 | | 120 | 3 | 1,117 | 4,84 | + 384% |
| | 3 | 80 | 80 | 1 | 0,642 | 1 | 0 |
| | 4 | | 240 | 3 | 1,860 | 2,90 | + 190% |
| | 5 | 120 | 240 | 2 | 1,950 | 1 | 0 |
| | 6 | | 360 | 3 | 2,060 | 1,06 | + 6% |
| Mistura M1 | 1 | 40 | 40 | 1 | 0,556 | 1 | 0 |
| | 2 | | 120 | 3 | 0,817 | 1,47 | + 47% |
| | 3 | 80 | 80 | 1 | 0,525 | 1 | 0 |
| | 4 | | 240 | 3 | 1,031 | 1,92 | + 92% |
| | 5 | 120 | 240 | 2 | 1,270 | 1 | 0 |
| | 6 | | 360 | 3 | 1,522 | 1,20 | + 20% |
| Mistura M2 | 1 | 40 | 40 | 1 | 0,192 | 1 | 0 |
| | 2 | | 120 | 3 | 0,515 | 2,68 | + 168% |
| | 3 | 80 | 80 | 1 | 0,366 | 1 | 0 |
| | 4 | | 240 | 3 | 1,141 | 3,18 | + 218% |
| | 5 | 120 | 240 | 2 | 1,020 | 1 | 0 |
| | 6 | | 360 | 3 | 1,330 | 1,30 | + 30% |
| Mistura M3 | 1 | 40 | 40 | 1 | 0,182 | 1 | 0 |
| | 2 | | 120 | 3 | 0,910 | 5,00 | + 400% |
| | 3 | 80 | 80 | 1 | 0,480 | 1 | 0 |
| | 4 | | 240 | 3 | 1,790 | 3,73 | + 273% |
| | 5 | 120 | 240 | 2 | 1,370 | 1 | 0 |
| | 6 | | 360 | 3 | 1,820 | 1,33 | + 33% |

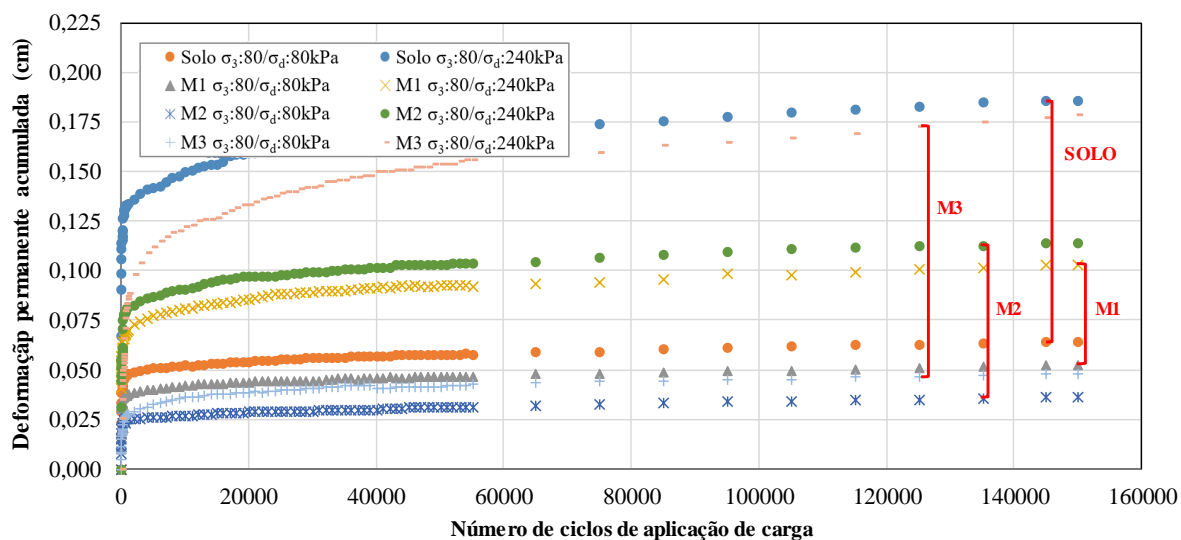
Fonte: Autor

Nos pares de tensão mais baixos ($\sigma_3:40\text{kPa}$), o aumento na relação de tensões σ_d/σ_3 promoveu também aumento da relação de deformabilidade dos materiais, de forma crescente nas misturas, em relação direta ao teor de agregado. A amostra de solo apresentou uma relação de deformação cinco vezes maior quando comparada a relação de tensões igual a 1. A mistura M1 foi a que apresentou o menor percentual de incremento deformacional, na ordem de 47%, seguido da M2 com 168% e da M3 com 400%, valor próximo ao solo, com 384%. Na Figura 65 são apresentadas as deformações acumuladas em função do número de ciclos, onde foi demarcado o acréscimo de deformação em função da variação na tensão confinante.

Figura 65 – Relação entre as tensões $\sigma_3:40\text{kPa}$ e $\sigma_d:40\text{kPa}/120\text{kPa}$ 

Fonte: Autor

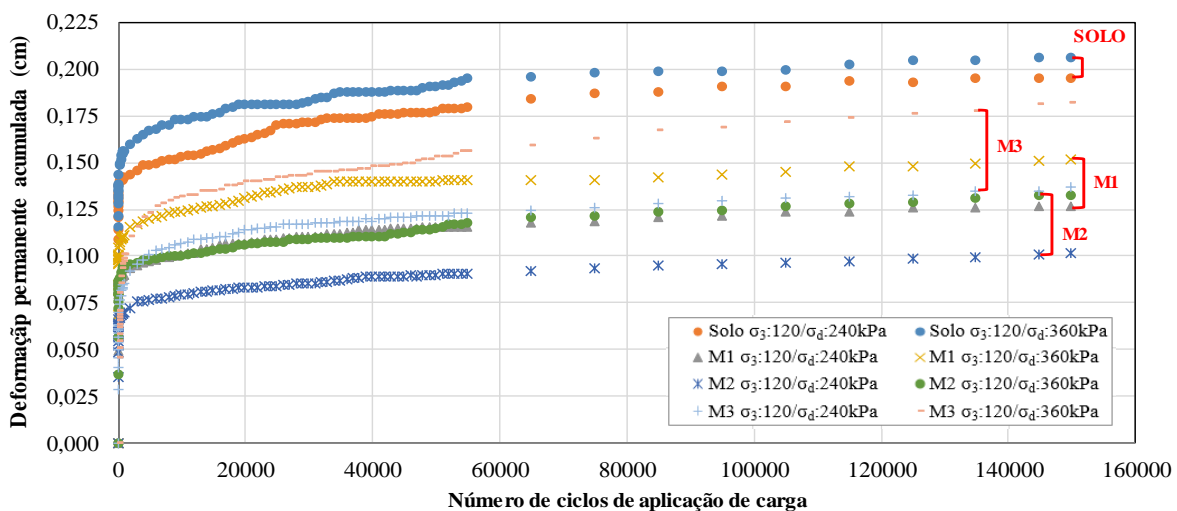
As amostras submetidas a tensão confinante de 80kPa apresentam deformações mais expressivas quando comparadas a tensão de 40kPa, mesmo mantendo as mesmas relações entre tensões de 1 e 3, conforme apresentado na Figura 66. Quanto à deformação permanente, o solo e as misturas M2 e M3 tenderam a um acréscimo próximo a relação de tensões, com valor próximo a três, já a mistura M1 apresentou crescimento, mas de menor magnitude, próximo a dois. O percentual de deformação nas misturas mostrou crescimento com a adição de agregado.

Figura 66 – Relação entre as tensões $\sigma_3:80\text{kPa}$ e $\sigma_d:80\text{kPa}/240\text{kPa}$ 

Fonte: Autor

Para as tensões desvio mais elevadas, com tensão confinante de 120kPa, a variação percentual na deformação seguiu a mesma tendência para as tensões menores no caso das misturas, onde a adição de agregado promoveu um aumento da variação da deformação quando comparado dois estágios de tensões. Na Figura 67 são apresentadas os pares de tensões com relação dois (σ_d/σ_3), onde mesmo com deformações relativamente elevadas para cada par de tensões, o acréscimo deformacional ficou inferior a relação de tensões, com valores que variam de 1,06 a 1,33. Os percentuais deformacionais foram crescentes, com 6% para o solo e as misturas M1 com 20%, M2 com 30% e M3 com 33%, relacionado ao aumento de agregado.

Figura 67 – Relação entre as tensões σ_3 :120kPa e σ_d :240kPa/360kPa



Fonte: Autor

Fazendo uma análise conjunta, para os menores pares de tensões, uma elevação em três vezes na tensão desvio promoveu um acréscimo deformacional significativo, cinco vezes maior. Nos pares médios (σ_3 : 80kPa) a deformação permanente foi maior, devido ao incremento de tensões, no entanto a taxa de variação ficou próxima da relação entre σ_d/σ_3 . Para os pares mais elevados, observa-se as maiores deformações específicas, porém a relação entre acréscimo de tensões e deformações foi inferior a dois (máximo 1,4), relação obtida entre σ_d/σ_3 .

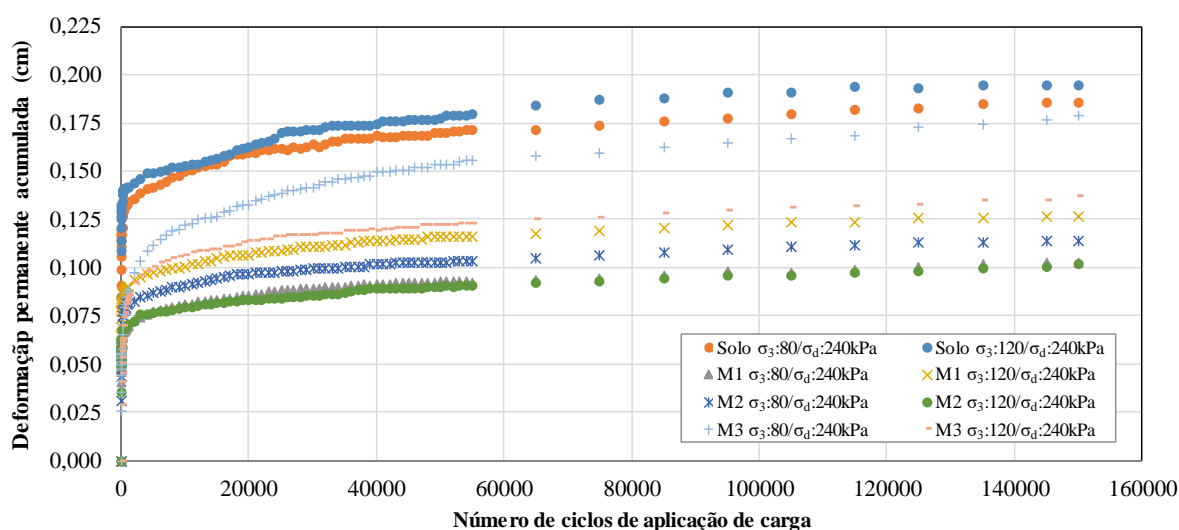
Com isso é possível afirmar que a tensão desvio representa maior razão deformacional nos menores pares de tensões, a medida em que se eleva as tensões a deformação tende a aumentar, no entanto a variação de deformação entre tensões desvio, para uma mesma tensão confinante, diminui. Quanto à influência da tensão confinante, na Tabela 34 são apresentados os dois pares de tensões passíveis de análise e na Figura 68 está a magnitude de variação para cada material.

Tabela 34 – Variação da deformação permanente com o aumento de σ_3

| Amostra | Nº | Ensaio | | σ_d/σ_3 | $E^{150.000}$ (mm) | Relação $E^{150.000}$ | Variação |
|------------|----|------------------|------------------|---------------------|-----------------------|--------------------------|----------|
| | | σ_3 (kPa) | σ_d (kPa) | | | | |
| Solo | 4 | 80 | 240 | 3 | 1,860 | 1 | 0 |
| | 5 | 120 | 240 | 2 | 1,950 | 1,05 | + 5% |
| Mistura M1 | 4 | 80 | 240 | 3 | 1,031 | 1 | 0 |
| | 5 | 120 | 240 | 2 | 1,270 | 1,23 | + 23% |
| Mistura M2 | 4 | 80 | 240 | 3 | 1,141 | 1 | 0 |
| | 5 | 120 | 240 | 2 | 1,020 | 0,89 | - 11 % |
| Mistura M3 | 4 | 80 | 240 | 3 | 1,790 | 1 | 0 |
| | 5 | 120 | 240 | 2 | 1,370 | 0,77 | - 24 % |

Fonte: Autor

A deformação permanente não apresenta uma tendência de crescimento quando observado a influência da tensão confinante, uma vez que as amostras de solo e a mistura M1 apresentam uma relação direta entre deformabilidade e acréscimo da tensão desvio, já a M2 e M3 mostram comportamento inverso, com redução da deformação, não sendo possível inferir assertivamente sobre qual propriedade desencadeou essa variabilidade. Comportamento similar a este foi observado por Zago (2016), onde o autor comenta que, diferente da tensão desvio, não é possível afirmar categoricamente se o acréscimo da tensão confinante aumenta ou diminui a deformação, pois depende do estado de tensões.

Figura 68 – Relação entre as tensões σ_d : 240kPa e σ_3 :80kPa/120kPa

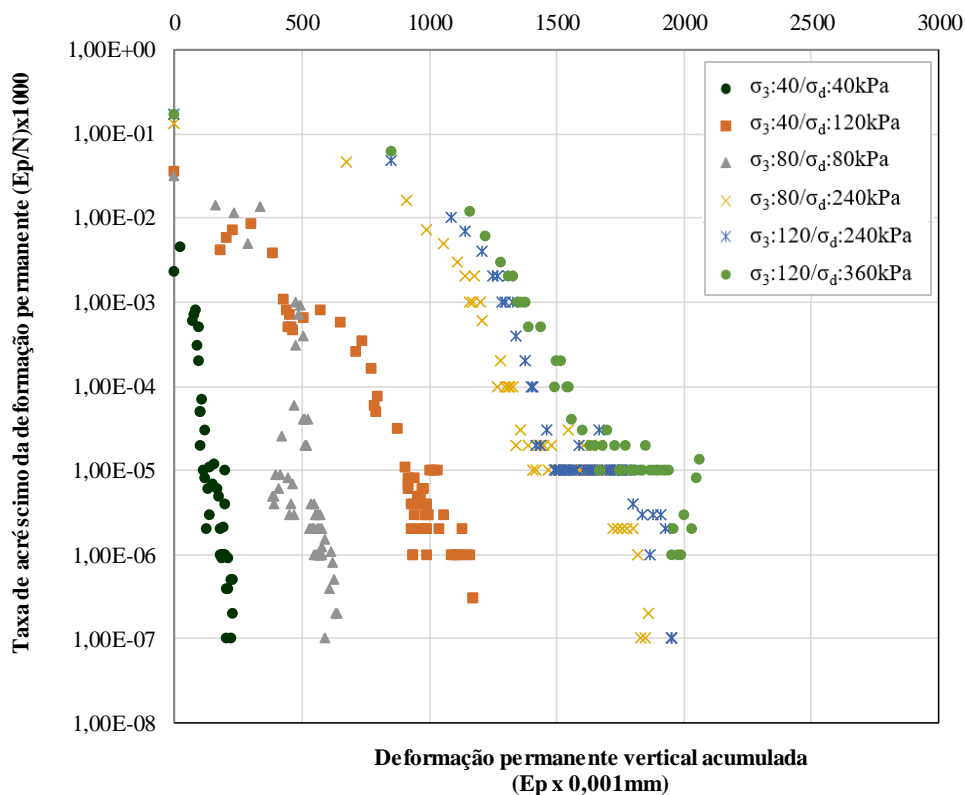
Fonte: Autor

4.5.3. Pesquisa de ocorrência de *Shakedown* e parâmetros de Guimarães (2009)

A análise de ocorrência de *Shakedown* consiste em uma outra forma de abordagem da apresentação dos resultados de deformabilidade plástica. Com os dados oriundos do ensaio de deformação permanente são determinadas as taxas de deformação permanente, dado o número de ciclos. Estas taxas de deformação são relacionadas à deformação vertical acumulada de cada corpo de prova, que por sua vez foi submetido a determinados pares de tensões, conforme disposto por Werkmeister et al. (2001).

Com os resultados graficados determina-se, entre as três tendências de acomodamento da amostra, qual ocorrerá: estabilidade da deformação, aumento da deformação com o incremento dos ciclos de carregamento ou colapso do material dado o crescimento abrupto das deformações. Na Figura 69 é apresentada a tendência de acomodamento da amostra de solo, para cada um dos corpos de prova submetidos à deformação permanente.

Figura 69 – Ocorrência do *Shakedown* na amostra de solo

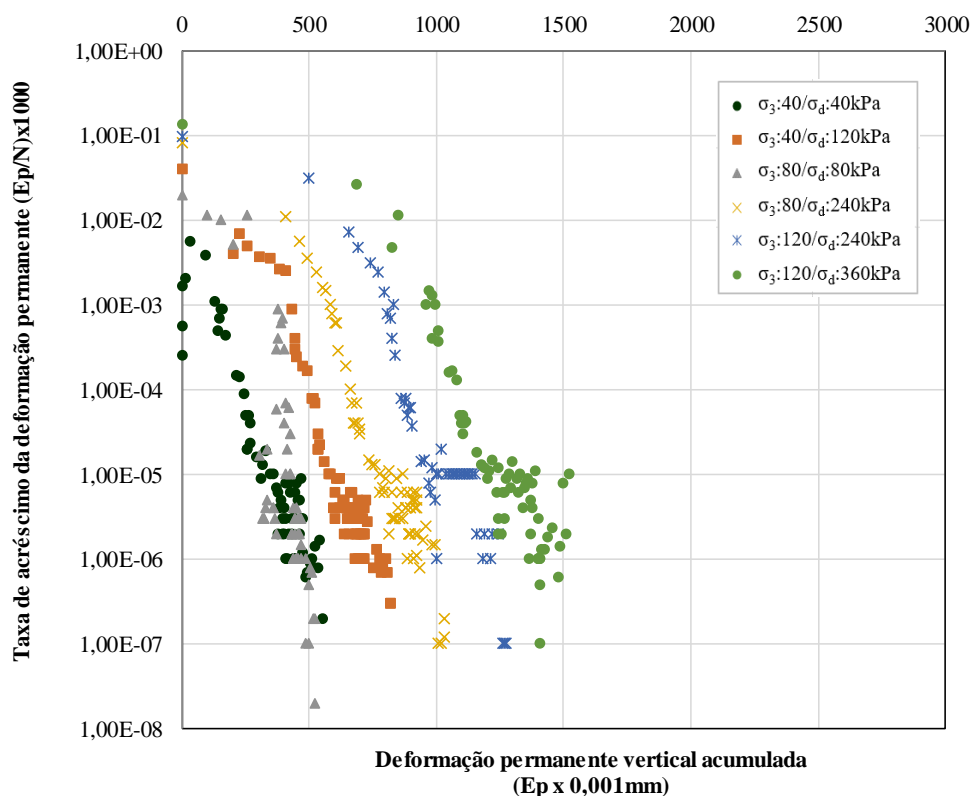


Fonte: Autor

Para o material ser considerado acomodado ou em *Shakedown* é necessário que as taxas de acréscimo da deformação permanente atinjam a magnitude de $10^{-7} \times 10^{-3}$ metros por ciclo de aplicação de carga. Nesse caso, para a amostra de solo, apenas o segundo e o sexto par de tensões não atingiram o limite estabelecido, ficando com taxa de deformação entre $10^{-6} \times 10^{-3}$ e $10^{-7} \times 10^{-3}$. Os demais ensaios ficaram enquadrados no tipo A, com acomodamento plástico, segundo a classificação de Dawson e Wellner (1999) e da norma DNIT 179/2018. No caso das amostras que não atingiram a taxa limite de acomodamento, a aplicação de um maior número de ciclos possivelmente permitiria atingir tal nível, contudo é possível visualizar a tendência de acomodamento das mesmas também no tipo A.

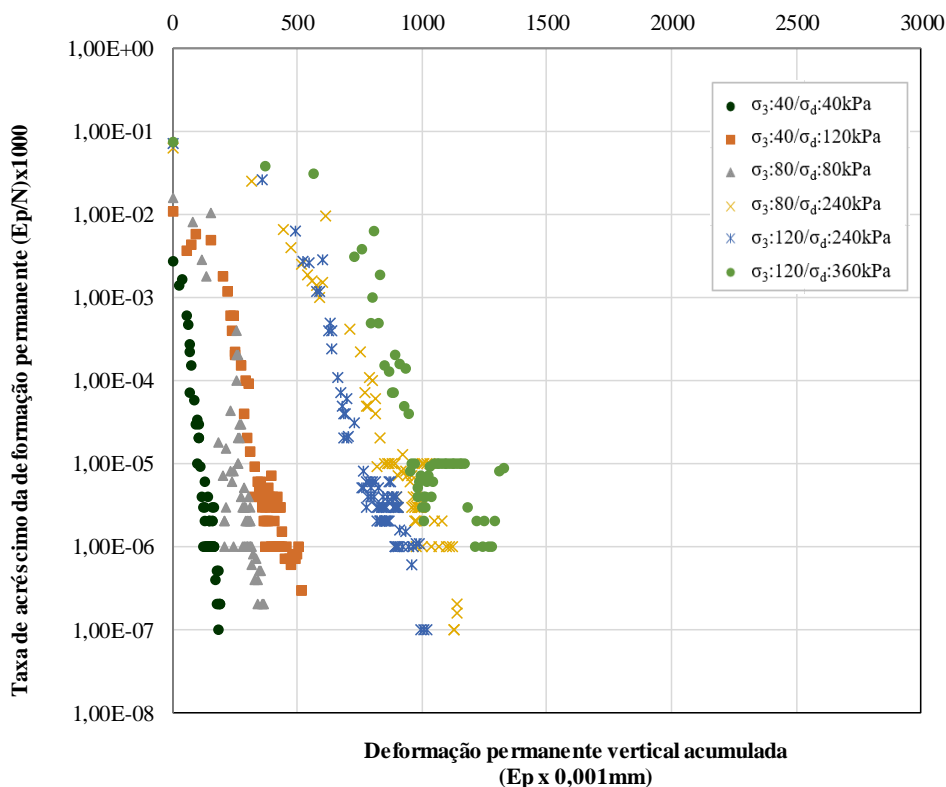
Com relação às misturas, a M1 apresenta uma variação na deformação permanente vertical menor que a amostra de solo, fruto da adição de agregado. Quanto ao acomodamento, apenas os dois primeiros pares de tensões que não atingiram o limite mínimo, ficando muito próximos, como pode ser observado na Figura 70. Quanto a classificação, todos os ensaios se enquadram com acomodamento plástico, tipo A, não apresentando problemas de afundamento no pavimento.

Figura 70 – Ocorrência do *Shakedown* na mistura M1



No caso da mistura M2, Figura 71, apenas três ensaios atingiram a taxa de deformação requerida, sendo o primeiro, o quarto e o quinto ensaio, os demais apresentaram com taxas de deformação entre $10^{-6} \times 10^{-3}$ e $10^{-7} \times 10^{-3}$, não sendo possível associar esse fato a intensidade das tensões que foram submetidos, uma vez que têm-se corpos de prova a baixas e elevadas tensões, bem como relações de 1 e 3 entre σ_d/σ_3 . O acomodamento foi classificado como tipo A, mesmo para os ensaios que não atingiram a taxa mínima, observando suas tendências.

Figura 71 – Ocorrência do *Shakedown* na mistura M2

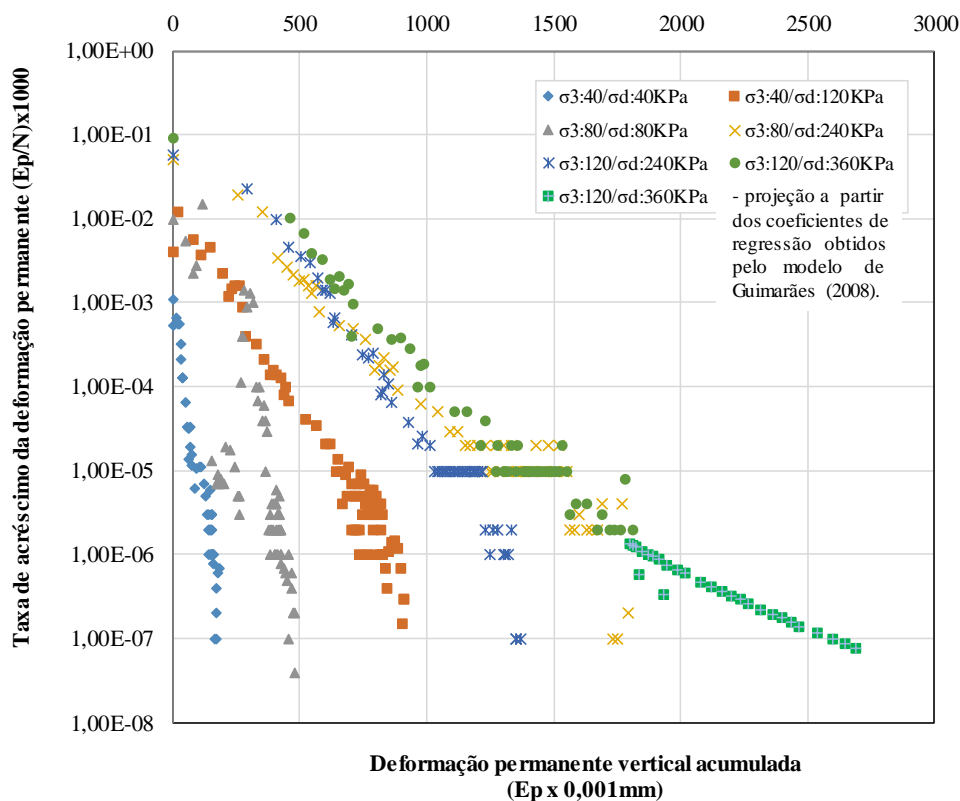


Fonte: Autor

Na Figura 72 é apresentada a taxa de crescimento da deformação permanente para a mistura M3, onde se observa que dos seis ensaios, quatro entraram em *Shakedown*, o segundo ensaio encontra-se muito próximo do limite e o sexto ensaio apresenta uma taxa muito inferior ao solicitado para classificação. Os ensaios com pares de tensões mais baixos (relação σ_d/σ_3 de 1) apresentam acomodamento plástico tipo A. Para os demais pares de tensões observa-se um acomodamento do tipo AB, exceto para o par mais elevado de tensões ($\sigma_3:120\text{kPa}$ e $\sigma_d:360\text{kPa}$) onde através dos resultados de ensaio não foi possível inferir uma classificação absoluta do acomodamento. Com isso, a partir dos parâmetros de regressão obtidos através do modelo de Guimarães 2008 foi projetada a deformação específica em função de um número de

ciclos superior aos 150000 empregados no ensaio, obtendo-se então uma tendência de acomodamento do tipo B, que pode variar de um acomodamento plástico a um escoamento plástico, com contribuição significativa na deformação permanente.

Figura 72 – Ocorrência do *Shakedown* na mistura M3



Fonte: Autor

Fazendo uma análise conjunta, observa-se que todos os materiais apresentaram uma tendência de acomodamento, em alguns materiais com um maior número de corpos de prova que atingiram o limite de $10^{-7} \times 10^{-3}$, em outros com tendência a atingir tal magnitude. Quanto à classificação, as amostras apresentam, no geral, acomodamento plástico tipo A e AB, não evidenciando problemas de afundamento no pavimento. A única exceção foi para o sexto par de tensões da mistura M3 ($\sigma_3:120\text{kPa}$ e $\sigma_d:360\text{kPa}$), onde se observou um acomodamento do tipo B. A mistura M3, como comentado anteriormente, apresenta-se de maneira instável. Nos ensaios de deformação permanente, para as tensões mais elevadas, já era visível uma tendência a não ocorrer uma estabilização nas deformações com o aumento do número de ciclos, fato verificado também nas análises da teoria do *Shakedown*.

Os parâmetros do modelo de Guimarães (2009) foram obtidos através de regressão não linear, com a utilização do *software Statistica*, a partir do método da minimização da soma dos quadrados dos resíduos, conforme apresentado na Tabela 35, utilizando a Equação 21, proposta pelo modelo e apresentada no item 2.3.1.

Tabela 35 – Parâmetros do Modelo de Guimarães (2009)

| Amostra | Ψ_1 | Ψ_2 | Ψ_3 | Ψ_4 | R ² | DP (mm) |
|------------|----------|----------|----------|----------|----------------|---------|
| Solo | 0,182 | -0,066 | 0,791 | 0,071 | 0,918 | 2,06 |
| Mistura M1 | 0,145 | 0,129 | 0,562 | 0,076 | 0,923 | 1,52 |
| Mistura M2 | 0,085 | -0,063 | 0,900 | 0,079 | 0,941 | 1,33 |
| Mistura M3 | 0,061 | -0,363 | 0,997 | 0,134 | 0,945 | 1,82 |

Fonte: Autor

Ao analisar os parâmetros obtidos em função do teor de agregado adicionado em cada mistura, o ψ_1 relaciona-se indiretamente com o percentual de agregado adicionado ao solo, já o ψ_4 possui relação direta com o incremento de agregado. Os parâmetros ψ_2 e ψ_3 apresentam relação inversa e direta com o acréscimo de agregado, respectivamente, porém não englobando o solo nessa observação, diferentemente do ψ_1 e ψ_4 que relacionam os quatro materiais.

Com relação a deformação permanente, ao observar os resultados de ψ_i não é possível estabelecer uma relação direta entre todas as amostras, no entanto ao comparar a amostra de solo com a mistura M1 e a mistura M2 com a M3 verifica-se uma relação inversa entre ψ_2 e a D_p e uma relação direta entre ψ_3 e D_p . Cabe destacar que o parâmetro ψ_2 está relacionado a tensão confinante, o ψ_3 com a tensão desvio e o ψ_4 com o número de ciclos de carregamento aplicados, reproduzindo as solicitações impostas a estrutura de pavimento pela ação do tráfego.

Com a intuito de comparar os parâmetros obtidos neste trabalho, na Tabela 36 são apresentados alguns resultados referentes ao modelo de Guimaraes (2009) de pesquisas realizadas no país com solos de classificação NA', bem como estudo de estabilização destes com agregado e de britas graduadas. Dado a carência de estudos que avaliam a deformabilidade plástica em misturas de solo e agregado e de britas graduadas, a comparação será realizada com outras três pesquisas, uma com solo de classificação MCT próxima, oriundo do Rio Grande do Sul, outra com solo-agregado e duas britas graduadas de granito-gnaiss do Rio de Janeiro.

Fazendo uma análise dos coeficientes ψ_i para as amostras de solo, verifica-se uma relação direta entre o material utilizado nesta pesquisa e o estudado por Zago (2016), onde um incremento na tensão desvio provocou aumento na deformabilidade, já a tensão confinante

comporta-se de maneira inversa. Os demais parâmetros ψ_1 e ψ_4 apresentam valores muito próximos. Cabe destacar que ambos os materiais são saprolíticos, no entanto o primeiro é originário de rocha de granito-gnáissica e o segundo de arenito, ambos do RS, porém de locais distintos. O solo empregado em uma das misturas propostas por Norback (2018) apresenta classificação MCT igual aos anteriormente comparados, porém é um material do RJ, e ao analisar os parâmetros obtidos para o modelo de Guimarães (2009) verifica-se uma tendência contrária quanto a tensão confiante, onde para esse material a relação entre D_P e σ_3 é direta.

Tabela 36 – Parâmetros do Modelo de Guimarães (2009)

| Material | Estado | Ψ_1 | Ψ_2 | Ψ_3 | Ψ_4 | DP (mm) | Autor |
|-----------------------------------|--------|----------|----------|----------|----------|------------|------------------------------|
| Solo arenoso (NA') | RS | 0,18 | -0,07 | 0,79 | 0,07 | 2,06 | Maria (2021) ^{PM} |
| Mistura M1 | RS | 0,15 | 0,13 | 0,56 | 0,08 | 1,52 | |
| Mistura M2 | RS | 0,09 | -0,06 | 0,90 | 0,08 | 1,33 | |
| Mistura M3 | RS | 0,06 | -0,36 | 1,00 | 0,13 | 1,82 | |
| Solo arenoso (NA') | RJ | 0,57 | 0,71 | 0,27 | 0,05 | 4,18 | Norback (2018) ^{PI} |
| M1: solo NA'+brita | RJ | 0,68 | -0,29 | 1,12 | 0,03 | 4,14 | |
| M2: solo NG'+brita | RJ | 0,44 | -0,25 | 1,05 | 0,04 | 2,69 | |
| M3: solo LG'+brita | RJ | 0,27 | -0,14 | 1,33 | 0,06 | 2,84 | |
| M4: solo NG'+brita | RJ | 0,24 | -0,34 | 1,37 | 0,04 | 2,25 | |
| M5: solo LG'+brita | RJ | 0,31 | 0,06 | 0,85 | 0,05 | 1,68 | |
| C1 – amostra 1 | RJ | 0,161 | -0,10 | 0,53 | 0,08 | 1,49 | Lima (2016) ^{PI} |
| C2 – amostra 1 | RJ | 0,097 | -0,17 | 0,73 | 0,09 | 1,32 | |
| C3 – amostra 1 | RJ | 0,128 | -0,41 | 1,05 | 0,07 | 2,26 | |
| C4 – amostra 1 | RJ | 0,101 | -0,18 | 0,91 | 0,08 | 1,54 | |
| C5 – amostra 2 | RJ | 0,087 | -0,28 | 0,89 | 0,10 | 1,66 | |
| C6 – amostra 2 | RJ | 0,129 | -0,07 | 1,10 | 0,07 | 2,44 | |
| Areia argilosa CI SM (NA'/NG') | RS | 0,59 | -0,20 | 1,33 | 0,04 | - | Zago (2016) ^{PN} |

^{PN} Proctor Normal; ^{PI} Proctor Intermediário; ^{PM} Proctor Modificado.

Fonte: Autor

Quanto as misturas solo-agregado, o estudo realizado por Norback (2018) apresenta deformações relativamente elevadas, em especial na M1, composta por brita de origem granítica e solo arenoso (NA'), materiais similares aos estudado nesta pesquisa. No entanto a energia de compactação utilizada pela autora foi a intermediária, que nesse caso tende a promover uma menor densificação dos materiais, resultando em uma maior deformabilidade. Lima (2016) avaliou a deformabilidade de dois tipos de brita graduada de origem granítica, a partir de seis composições granulométricas, na energia modificada. Ao comparar as deformabilidade

verifica-se que os valores encontrados nessa pesquisa são muito próximos aos da autora, em especial M1 e C1, M2 e C2 e M3 e C5, o solo tem deformação inferior às curvas C2 e C6.

4.6. ANÁLISE MECANÍSTICA-EMPÍRICA

Inicialmente foi realizado o dimensionamento das duas estruturas de pavimentos através do método do DNER (1981), utilizando os valores de N_{PROJETO} de $1,0 \times 10^6$ e $2,5 \times 10^7$ e o ISC do subleito. Na sequência as espessuras obtidas foram inseridas no *software* MeDiNa (2019) juntamente com as propriedades deformacionais de cada material, de modo a verificar o desempenho da estrutura projetada quando submetida a ação do tráfego. A Figura 73 apresenta as estruturas dimensionadas através da metodologia semi-empírica.

Figura 73 – Estruturas dimensionadas através do método do DNER (1981)

Est. 01

| | |
|-----------------------------|------|
| Concreto Asfáltico | 5cm |
| BGS C4 / Misturas M2 e M3 | 26cm |
| Subleito solo PE (ISC: 11%) | ∞ |

$$N_{\text{PROJETO}} = 1,0 \times 10^6$$

Est. 02

| | |
|-----------------------------|------|
| Concreto Asfáltico | 10cm |
| BGS C4 / Misturas M2 e M3 | 22cm |
| Subleito solo PE (ISC: 11%) | ∞ |

$$N_{\text{PROJETO}} = 2,5 \times 10^7$$

Fonte: Autor.

A estrutura denominada Est. 01 foi dimensionada para o N_{PROJETO} de $1,0 \times 10^6$, apresentando uma camada de revestimento com espessura mínima, de 5cm, abaixo desta encontra-se a camada de base, composta por brita graduada ou pelas misturas M2 e M3, tendo em vista que ambos os materiais apresentam $ISC \geq 80\%$ e $expansão \leq 0,5\%$, características necessárias aos materiais constituintes de camadas de base. A estrutura está assente sobre o subleito característico local, denominado de solo PE com ISC igual a 11%, na energia do Proctor Intermediário. Já a Est. 02, idealizada para N_{PROJETO} de $2,5 \times 10^7$, apresenta constituição similar a Est. 01, apresentando apenas um incremento na espessura da camada de revestimento, tendo em vista o aumento do número de solicitações, e uma redução na camada de base, oriunda do incremento aplicado a camada de revestimento.

As duas estruturas foram verificadas com auxílio do *software* MeDiNa (2019), onde foram mantidas as espessuras obtidas no método do DNER (1981) e avaliados os principais defeitos que surgem com a ação do tráfego: o trincamento por fadiga do revestimento e o afundamento de trilha de roda, oriundo da deformabilidade plástica da camada de base e do subleito. A Tabela 37 apresenta o comportamento das estruturas durante a vida útil de projeto a qual foram dimensionadas (10 anos).

Tabela 37 – Desempenho frente ao ATR e área trincada para as estruturas dimensionadas pelo método do DNER (1981)

| Tempo de Projeto | | Est. 01 (a) | Est. 01 (b) | Est. 01 (c) | Est. 02 (a) | Est. 02 (b) | Est. 02 (c) |
|------------------|----------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| 1° mês | ATR | 2,97mm | 2,53mm | 3,76mm | 2,69mm | 1,88mm | 3,11mm |
| | A Trinc. | 0,81% | 0,90% | 0,90% | 1,91% | 2,28% | 2,34% |
| 6° mês | ATR | 3,45mm | 2,96mm | 4,69mm | 3,13mm | 2,20mm | 3,89mm |
| | A Trinc. | 1,48% | 1,64% | 1,65% | 3,73% | 4,62% | 4,77% |
| 12 meses | ATR | 3,65mm | 3,15mm | 5,11mm | 3,32mm | 2,34mm | 4,25mm |
| | A Trinc. | 1,88% | 2,09% | 2,11% | 5,08% | 6,56% | 6,82% |
| 24 meses | ATR | 3,88mm | 3,35mm | 5,58mm | 3,53mm | 2,49mm | 4,64mm |
| | A Trinc. | 2,42% | 2,70% | 2,72% | 7,42% | 10,42% | 11,00% |
| 48 meses | ATR | 4,12mm | 3,57mm | 6,10mm | 3,75mm | 2,66mm | 5,08mm |
| | A Trinc. | 3,16% | 3,57% | 3,59% | 12,55% | 20,71% | 22,45mm |
| 120 meses | ATR | 4,48mm | 3,91mm | 6,91mm | 4,07mm | 2,89mm | 5,69mm |
| | A Trinc. | 4,82% | 5,59% | 5,64% | 40,25% | 75,56% | 78,95% |

(a) base em BGS C4; (b) base em solo-agregado M2; (c) base em solo-agregado M3; (ATR) Afundamento de Trilha de Roda e (A Trinc.) Área Trincada do revestimento.

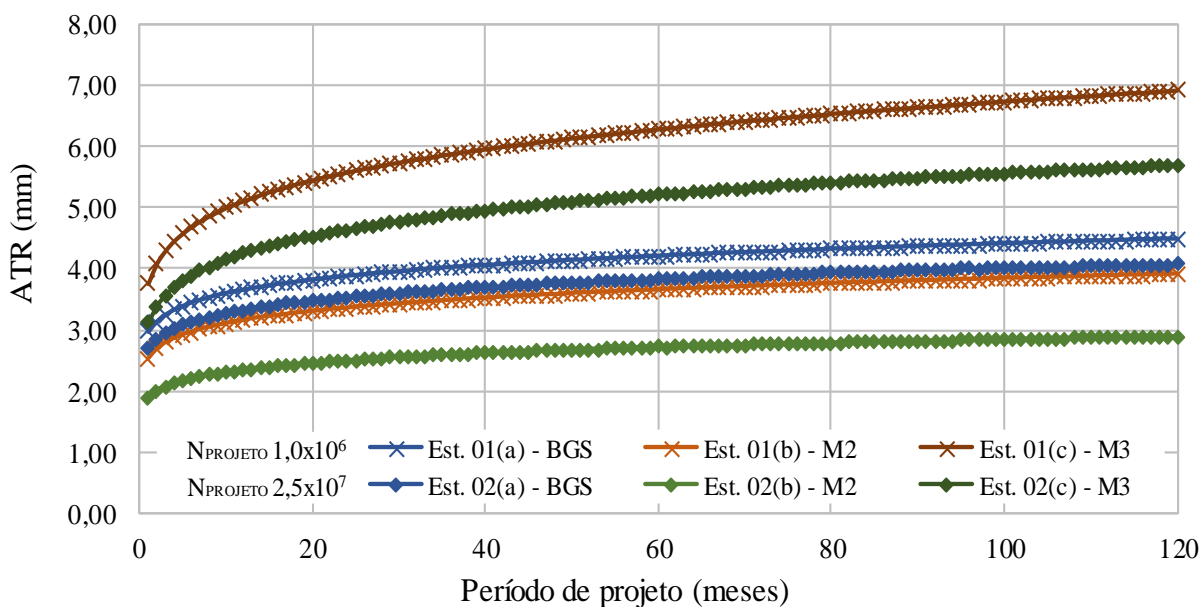
Fonte: Autor.

As estruturas dimensionadas através do método do DNER (1981) para um número de solicitações de $1,0 \times 10^6$ apresentaram um bom desempenho quanto ao desenvolvimento de trincamentos por fadiga e afundamentos de trilha de roda durante o período de projeto. Cabe destacar que a estrutura proposta com a mistura M2 integrando a camada de base apresentou menor ATR do que a estrutura constituída por BGS. A mistura M2 foi, dentre as misturas propostas a que apresentou menor deformação permanente durante os ensaios triaxiais de carregamento cíclico. A mistura M3 apresentou o maior ATR dentre os materiais empregados.

Para o N_{PROJETO} de $2,5 \times 10^7$ as três estruturas projetadas excederam o limite fadiga para o tipo de via para o qual foram projetadas. O limite de 30% de área trincada foi atingido no 100° mês na estrutura composta por BGS, no 64° mês para a mistura M2 e no 61° mês para a

mistura M3. Com relação ao ATR todas as estruturas apresentaram valores inferiores ao limite estabelecido para a via, que é de 10mm. Os materiais empregados na camada de base das três estruturas apresentaram uma contribuição similar para o ATR, mesmo com o aumento do $N_{PROJETO}$ de $1,0 \times 10^6$ para $2,5 \times 10^7$, mantendo a mistura M2 com a menor contribuição, seguida da BGS e da M3. A Figura 74 apresenta a evolução do ATR em função do período de projeto e na Tabela 38 estão as contribuições no ATR, dos materiais que constituem a camada de base e do subleito, ao final do período de projeto.

Figura 74 – Evolução do ATR com o período de projeto – estruturas dimensionadas por DNER (1981)



Fonte: Autor.

Tabela 38 – Contribuição do ATR por camada ao final do período de projeto – estruturas dimensionadas por DNER (1981)

| ATR (mm) | Est. 01 (a) | Est. 01 (b) | Est. 01 (c) | Est. 02 (a) | Est. 02 (b) | Est. 02 (c) |
|--------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Revestimento | - | - | - | - | - | - |
| Base | 2,77 | 2,05 | 5,07 | 2,34 | 1,68 | 4,28 |
| Subleito | 1,71 | 1,85 | 1,85 | 1,73 | 1,21 | 1,41 |
| Total | 4,48 | 3,90 | 6,92 | 4,07 | 2,89 | 5,69 |

Fonte: Autor.

As duas estruturas apresentaram um bom comportamento quanto ao ATR, mesmo alterando a camada de base de BGS para solo-agregado (misturas M2 e M3) as deformações plásticas se mantiveram dentro do limite máximo estabelecido de 10mm. Cabe destacar que o MeDiNa (2019) não considera deformação permanente da camada de revestimento de concreto asfáltico, com isso, apenas a camada de base e o subleito contribuem nas deformações plásticas estimadas para a estrutura de pavimento.

Após as análises no MeDiNa (2019), empregando as espessuras das camadas de base e revestimento obtidas através do dimensionamento realizados pelo método do DNER (1981), julgou-se oportuno redimensionar as estruturas utilizando somente o *software* MeDiNa (2019), para tal foram mantidos os mesmos materiais constituintes das camadas e o número de solicitações oriundos do tráfego, como resposta o programa forneceu a espessura necessária para composição de cada camada de modo a limitar a ocorrência dos danos de fadiga e ATR ao tipo de via e ao período de projeto estipulado.

Nesta etapa, além da BGS e das misturas M2 e M3, utilizou-se a mistura M1 para composição da camada de base, mantendo a mesma estrutura idealizada para os demais materiais, de modo a verificar o desempenho deste material com o menor percentual de agregado entre as misturas estudadas. A Tabela 39 apresenta as espessuras obtidas no MeDiNa (2019) para o revestimento e a camada de base.

Tabela 39 – Espessura das camadas nas estruturas dimensionadas pelos MeDiNa (2019)

| Estrutura | N | Revestimento | Base |
|------------|-------------------|--------------|---------------|
| Est. 01(a) | $1,0 \times 10^6$ | 5,0cm | 15cm – BGS C4 |
| Est. 01(b) | $1,0 \times 10^6$ | 5,0cm | 15cm – M2 |
| Est. 01(c) | $1,0 \times 10^6$ | 5,0cm | 15cm – M3 |
| Est. 01(d) | $1,0 \times 10^6$ | 5,0cm | 15cm – M1 |
| Est. 02(a) | $2,5 \times 10^7$ | 11,3cm | 15cm – BGS C4 |
| Est. 02(b) | $2,5 \times 10^7$ | 13,5cm | 15cm – M2 |
| Est. 02(c) | $2,5 \times 10^7$ | 13,8cm | 15cm – M3 |
| Est. 02(d) | $2,5 \times 10^7$ | 13,8cm | 15cm – M1 |

Fonte: Autor.

As estruturas submetidas ao dimensionamento pelo MeDiNa (2019) foram constituídas apenas por camada de base e revestimento de concreto asfáltico. Para o N de $1,0 \times 10^6$ a camada de base e o revestimento apresentam espessuras mínimas, indiferentemente do material

constituente da camada de base. Com o incremento de tráfego, com N de $2,5 \times 10^7$ as estruturas necessitaram de um incremento na camada de revestimento, variando de 11,3cm a 13,8cm. A camada de base permaneceu com espessura mínima, no entanto, foram simulados aumentos de espessura da referida camada, resultando em maiores espessuras na camada de revestimento, promovendo uma estrutura mais robusta e com maior susceptibilidade ao ATR.

O comportamento das estruturas quanto ao dano por fadiga e deformação plástica foi verificado de maneira similar as estruturas dimensionadas pelo método do DNER (1981) e verificadas no MeDiNa (2019). Os dados de trincamento do revestimento e ATR da camada de base e do subleito durante o tempo de projeto das estruturas são apresentados na Tabela 40 para N de $1,0 \times 10^6$ e na Tabela 41 para N de $2,5 \times 10^7$.

Tabela 40 – Desempenho frente ao ATR e área trincada para as estruturas dimensionadas pelo MeDiNa (2019) para N de $1,0 \times 10^6$

| Tempo de Projeto N equiv. | | Est. 01 (a) | Est. 01 (b) | Est. 01 (c) | Est. 01 (d) |
|------------------------------|----------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| 1° mês 7,20E+03 | ATR | 2,88mm | 2,64mm | 3,28mm | 2,70mm |
| | A Trinc. | 0,82% | 0,87% | 0,87% | 0,89% |
| 6° mês 4,35E+04 | ATR | 3,38mm | 3,12mm | 4,40mm | 3,18mm |
| | A Trinc. | 1,49% | 1,59% | 1,59% | 1,62% |
| 12 meses 8,76E+04 | ATR | 3,60mm | 3,33mm | 4,38mm | 3,38mm |
| | A Trinc. | 1,90% | 2,02% | 2,02% | 2,06% |
| 24 meses 1,78E+05 | ATR | 3,84mm | 3,55mm | 4,75mm | 3,61mm |
| | A Trinc. | 2,44% | 2,60% | 2,61% | 2,66% |
| 48 meses 3,67E+05 | ATR | 4,09mm | 3,79mm | 5,16mm | 3,85mm |
| | A Trinc. | 3,20% | 3,42% | 3,43% | 3,50% |
| 120 meses 1,00E+06 | ATR | 4,48mm | 4,16mm | 5,81mm | 4,22mm |
| | A Trinc. | 4,89% | 5,31% | 5,33% | 5,47% |

(a) base em BGS C4; (b) base em solo-agregado M2; (c) base em solo-agregado M3; (d) base em solo-agregado M1; (N equiv.) número equivalente de passagens do eixo padrão durante o período; (ATR) Afundamento de Trilha de Roda e (A Trinc.) Área Trincada do revestimento.

Fonte: Autor.

As estruturas dimensionadas para N de $1,0 \times 10^6$ apresentaram um bom desempenho, tendo em vista que os valores referentes ao trincamento por fadiga e ATR ao final do período de projeto estão abaixo dos limites estabelecido para o tipo de via. O maior valor de ATR foi obtido na estrutura Est. 01(c), correspondendo a 58% do limite máximo. Quanto ao trincamento por fadiga, a mistura M1 apresentou o maior valor, cerca de 18% do limite aceitável.

Tabela 41 – Desempenho frente ao ATR e área trincada para as estruturas dimensionadas pelo MeDiNa (2019) para N de $2,5 \times 10^7$

| Tempo de Projeto | N equiv. | Est. 01 (a) | Est. 01 (b) | Est. 01 (c) | Est. 01 (d) |
|-----------------------|-----------------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| 1° mês 1,79E+05 | ATR A Trinc. | 2,22mm 1,77% | 1,21mm 1,77% | 1,84mm 1,75% | 1,29mm 1,76% |
| 6° mês 1,08E+06 | ATR A Trinc. | 2,60mm 3,41% | 1,42mm 3,40% | 2,29mm 3,36% | 1,51mm 3,38% |
| 12 meses 2,18E+06 | ATR A Trinc. | 2,76mm 4,59% | 1,52mm 4,57% | 2,50mm 4,51% | 1,60mm 4,53% |
| 24 meses 4,43E+06 | ATR A Trinc. | 2,94mm 6,52% | 1,62mm 6,50% | 2,72mm 6,39% | 1,71mm 6,42% |
| 48 meses 9,12E+06 | ATR A Trinc. | 3,13mm 10,46% | 1,72mm 10,40% | 2,98mm 10,16% | 1,82mm 10,24% |
| 120 meses 2,50E+07 | ATR A Trinc. | 3,42mm 29,63% | 1,89mm 29,34% | 3,37mm 29,20% | 1,98mm 28,57% |

(a) base em BGS C4; (b) base em solo-agregado M2; (c) base em solo-agregado M3; (d) base em solo-agregado M1; (N equiv.) número equivalente de passagens do eixo padrão durante o período; (ATR) Afundamento de Trilha de Roda e (A Trinc.) Área Trincada do revestimento.

Fonte: Autor.

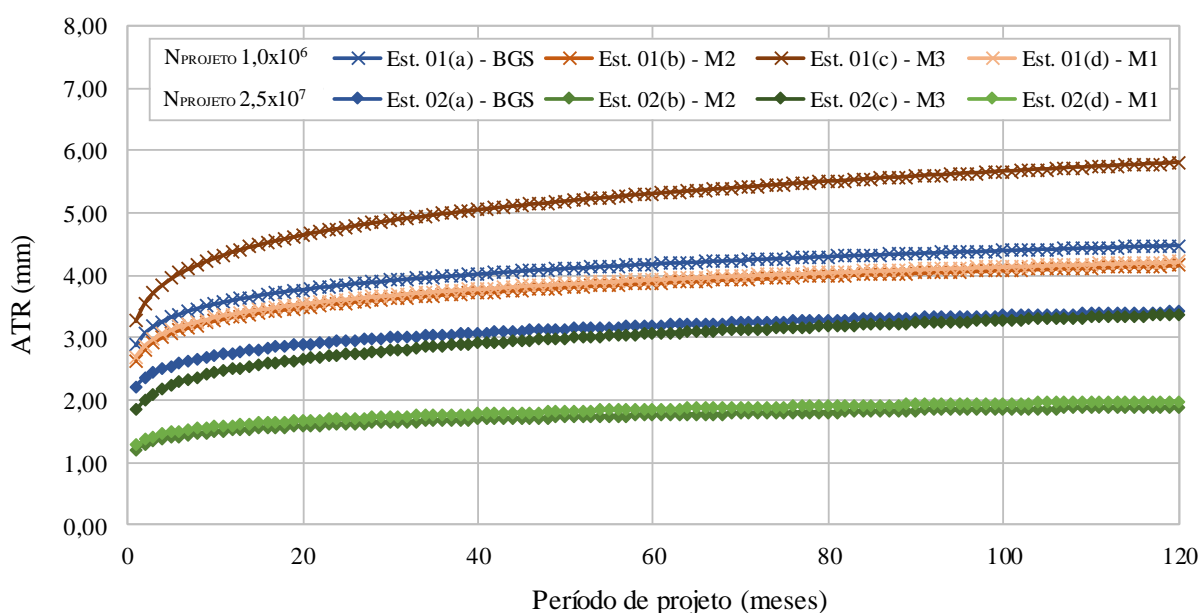
As estruturas dimensionadas para N de $2,5 \times 10^7$ apresentaram maiores espessuras no revestimento quando comparadas ao método do DNER (1981), fato já esperado tendo em vista nenhuma das três estruturas dimensionadas para um volume de veículos mais elevados atingiu o período de projeto com trincamento por fadiga inferior a 30%. As espessuras apresentadas pelo MeDiNa (2019) objetivaram atender os limites estabelecidos para o tipo de via projetada, no entanto essa limitação se deu em função da danificação por fadiga do revestimento, onde todas as estruturas apresentam valores limites.

Quanto ao ATR, as contribuições da camada de base e do subleito ficaram inferiores àquelas obtidas para um N de $1,0 \times 10^6$, onde o maior valor foi novamente para a Est. 01 (c), correspondendo a 34% do limite estabelecido. A evolução do ATR durante o período de projeto da estrutura é apresentado na Figura 75. Cabe destacar que os maiores valores de ATR final foram obtidos nas estruturas submetidas a menor solicitação ($N = 1,0 \times 10^6$). Esse fato está associado a espessura da camada de revestimento, mais delgada proporcionando uma maior dissipação dos esforços oriundos das solicitações do tráfego.

Com o aumento do N para $2,5 \times 10^7$ as deformações plásticas tornaram-se menores, onde dentre os quatro materiais propostos para constituição da camada de base, a BGS C4 e a mistura

M3 apresentaram os maiores valores finais de deformação. As misturas M1 e M2 apresentaram um desempenho muito próximo, com ATR total em torno de 20% do limite aceitável para o tipo de via (10mm). A Tabela 42 apresenta a contribuição do ATR nas camadas de base e do subleito ao final do período de projeto de 10 anos.

Figura 75 – Evolução do ATR com o período de projeto – MeDiNa (2019)



Fonte: Autor.

Tabela 42 – Contribuição do ATR por camada ao final do período de projeto – MeDiNa (2019)

| ATR (mm) | Est. 01 (a) | Est. 01 (b) | Est. 01 (c) | Est. 01 (d) | Est. 02 (a) | Est. 02 (b) | Est. 02 (c) | Est. 02 (d) |
|--------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| Revestimento | - | - | - | - | - | - | - | - |
| Base | 1,64 | 1,30 | 2,94 | 1,38 | 1,52 | 0,81 | 2,36 | 0,98 |
| Subleito | 2,84 | 2,87 | 2,86 | 2,84 | 1,90 | 1,08 | 1,01 | 1,00 |
| Total | 4,48 | 4,17 | 5,80 | 4,22 | 3,42 | 1,89 | 3,37 | 1,98 |

Fonte: Autor.

Dentre as estruturas dimensionadas através do MeDiNa (2019) a Est. 02 (b) foi a que apresentou o menor afundamento de trilha de roda de todas, mesmo quando comparada as estruturas submetidas a um menor volume de tráfego. Essa estrutura é composta por 13,5cm de revestimento e uma camada com 15cm de base, empregando a mistura M2.

As estruturas dimensionadas através do método do DNER (1981) apresentaram um comportamento satisfatório quanto as deformações plásticas, independente do volume de tráfego adotado nas simulações. Quanto ao trincamento por fadiga, as estruturas submetidas a um N de $1,0 \times 10^6$ mantiveram-se dentro do limite aceitável (30%), no entanto para um N de $2,5 \times 10^7$ as três estruturas apresentaram degradação superior ao estipulado, onde a Est. 02 (a) apresentou 40,25% da área do revestimento com trincamento por fadiga ao final dos 10 anos de projeto. No caso das Est. 02(b) e Est. 02(c) a situação foi mais grave, onde foi verificado a ocorrência de 75,56% e 78,95% de trincamento ao final do período de projeto.

Com o dimensionamento realizado através do MeDiNa (2019) as estruturas apresentaram novas espessuras para o revestimento e a base. Para o N de $1,0 \times 10^6$ as camadas apresentaram as espessuras mínimas aceitáveis pelo *software*, ficando o revestimento com 5cm e a base com 15cm. A comparar estas espessuras com as obtidas pelo método do DNER (1981) verifica-se um superdimensionamento da camada de base, uma vez que a mesma apresenta 26cm de espessura, aproximadamente 70% maior que a estrutura proposta pelo MeDiNa (2019).

Para o N de $2,5 \times 10^7$ o emprego do MeDiNa (2019) possibilitou reduzir a camada de base a espessura mínima, em todas as estruturas e incluir a mistura M1 na composição da referida camada. Quanto ao revestimento, foi necessário um incremento na espessura do mesmo em todas as estruturas, uma vez que no dimensionamento realizado pelo Método do DNER (1981) foi apontado o excessivo trincamento por fadiga do revestimento. Esse aumento na camada asfáltica foi de 13% a 38% com menor espessura para a estrutura com BGS C4 e maiores espessuras para as misturas M1 e M3.

Quanto as deformações plásticas das camadas de base e do subleito, em ambos os métodos de dimensionamento, as estruturas apresentaram desempenho suficiente quanto ao ATR máximo (10mm). As estruturas apresentaram ATR total menor com o incremento do tráfego, onde as camadas de base e subleito tiveram deformação menor para N de $2,5 \times 10^7$. Esse fato pode estar associado a maior espessura da camada de revestimento das estruturas destinadas a um maior volume de tráfego.

De modo geral as estruturas dimensionadas pelo MeDiNa (2019) apresentaram menores espessuras nas camadas de base com atendimento aos mecanismos de degradação do pavimento, dentro dos limites aceitáveis para uma via classificada como Sistema Arterial Principal, com 95% de nível de confiabilidade nas análises das estruturas projetadas. Com relação ao método do DNER (1981) as estruturas apresentaram, no geral, espessuras elevadas para a camada de base fruto da concepção do método que tem por base a proteção do subleito quanto a ruptura por cisalhamento.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O objetivo desta pesquisa foi avaliar as propriedades e os principais fatores que podem vir a influenciar o comportamento mecânico e deformacional de misturas de solo-agregado de origem granítica, com isso foram utilizados materiais oriundos da porção sul do RS, mais especificamente de duas jazidas situadas no interior do município do Capão do Leão.

Foram propostas três misturas, inseridas em um determinado intervalo granulométrico, de modo a verificar as propriedades mecânicas e deformacionais, visando sua aplicação em camadas de base e/ou sub-base de estruturas de pavimentos flexíveis.

Assim, neste capítulo são apresentadas as principais conclusões obtidas através do programa experimental proposto. Ao final são elencadas algumas sugestões para trabalhos futuros, de modo a complementar as informações aqui apresentadas.

5.1. CONCLUSÕES

5.1.1. Caracterização Solo

O solo empregado nesta pesquisa trata-se de um material de alteração (saprolítico) constituinte do horizonte C do perfil geológico local, fruto do intemperismo das rochas graníticas expostas a superfície. Segundo a classificação pedológica, trata-se de um Podzólico Vermelho-Amarelo (Argissolo Vermelho Amarelo), associado a solos Litólicos (Neossolos Litólicos). São materiais granulares e de variável friabilidade.

De acordo com as classificações geotécnicas tradicionais, o solo foi identificado como areia argilosa (SC) pelo SUSC e como pedregulho ou areia, siltoso ou argiloso (A-2-6) pela HRB-AASHTO. Na classificação MCT a fração fina foi designada como NA', solo arenoso não laterítico, onde os tipos mais representativos são solos saprolíticos oriundos de rochas ricas em quartzo, como os granitos. A classificação final G-MCT apontou o solo como Sp-NA', solo com pedregulho arenoso de comportamento não laterítico, recomendado para emprego em camadas de base e sub-base de estruturas de pavimentos.

A análise de DRX apontou a presença de quartzo e do argilomineral caulinita, fruto da decomposição do feldspato presente em rochas ígneas. Ao analisar o pó do agregado verificou-se a presença de quartzo e feldspato, coerente com a litologia do maciço rochoso subjacente. A caracterização química apontou a ocorrência de uma argila de baixa atividade (1:1), confirmando a presença da caulinita, o mais estável entre os argilominerais, característico de

solos não expansivos. A moderada acidez relativa ao pH e as concentrações de bases trocáveis corroboram com a designação de solo jovem, pouco intemperizado.

5.1.2. Caracterização do Agregado

O agregado empregado na pesquisa foi avaliado em duas condições de beneficiamento, através de uma britagem primária promovida na jazida (BJ) e após processo de rebitagem em laboratório (BL) com o objetivo de reduzir as partículas maiores a frações passantes na peneira de malha 19mm. Tal limitação se fez necessária em função das especificações contidas na moldagem dos corpos de prova para os ensaios de ISC, M_R e D_p .

A análise granulométrica apontou o D_{max} de 101mm para o material britado na jazida e de 19mm após processo de rebitagem em laboratório. Quanto a massa específica, ambas as amostras apresentaram valores condizentes com a litologia do maciço ao qual pertencem. A absorção foi relativamente maior nos fragmentos submetidos apenas a britagem primária (BJ), principalmente na fração fina. Esse fato pode estar relacionado a ações intempéricas ocorridas na superfície dos fragmentos obtidos diretamente na jazida.

Ao avaliar a equivalência de areia, nas frações finas das amostras, observou-se que o material BJ possui cerca de 29% e o BL cerca de 81%, essa variação pode estar associada a presença de partículas de solo na amostra BJ. Quanto a sanidade ou durabilidade, a amostra BJ apresentou maior perda quando compara a BL, esse fato pode estar associado a forma das partículas, onde materiais mais cúbicos são menos propensos ao ataque físico. Ambos os materiais ficaram dentro dos limites estabelecidos pela normativa do DAER/RS que trata sobre base granular.

Quanto ao índice de forma, os fragmentos BJ retidos na peneira 19mm apresentaram maior cubicidade quando comparados as amostras passantes na referida peneira, em ambas as condições de britagem. Comparando os materiais passantes na peneira 19mm, o material BJ apresentou-se ligeiramente menos cúbico que o BL. Com relação a lamelaridade, manteve-se a mesma tendência observada no índice de forma. De maneira geral, em relação à forma e à lamelaridade ambos os materiais se mostraram apropriados para emprego na estabilização granulométrica de solos.

Em relação a resistência mecânica, o material BJ apresentou índices inferiores ao BL nos ensaios de esmagamento, Treton e abrasão Los Angeles. No entanto, apenas o ensaio de abrasão estabelece limites para emprego do agregado em camadas de base e sub-base de solo-agregado (40% a 55%). O material BJ apresentou índice de 23% e o BL de 27%, ambos dentro

do limite aceitável. Quanto a avaliação do bloco, através do ensaio de compressão puntiforme, o material foi classificado com resistência extremamente alta.

5.1.3. Compactação, Índice de Suporte Califórnia e Expansão

As curvas de compactação obtidas na energia do Proctor Intermediário mostram um aumento do γ_{dmax} à medida em que foi realizado o incremento de agregado nas misturas M1 e M2. Já a mistura M3 apresentou uma redução no γ_{dmax} quando comparada a M2, fato relacionado a carência de material fino em sua composição.

Na energia do Proctor Modificado, as misturas M1 e M2 apresentaram a mesma tendência de crescimento observadas no PI, no entanto a M3 agora apresenta um pequeno aumento de γ_{dmax} em relação a M2, porém o teor de umidade ótima mostra-se superior a M2. Essa variação está relacionada ao acréscimo da energia de compactação promovendo a quebra das partículas mais frágeis, resultando em uma maior quantidade de finos e, por consequência, justificando o aumento do γ_{dmax} e do teor de umidade ótima.

Com relação ao ISC, as misturas moldadas no teor de umidade ótima, nas energias do PI e PM apresentaram uma boa resposta ao incremento de agregado. No PI as misturas M2 e M3 apresentaram capacidade suficiente para emprego em camadas de sub-base e de base, respectivamente. Já no PM os resultados foram mais expressivos, fruto do aumento na energia de compactação, onde a mistura M1 pode ser empregada em camada de sub-base e as misturas M2 e M3 em camada de base.

As amostras moldadas com $w_{ot}-2\%$, sem imersão, apresentaram desempenho superior quando comparadas ao teor de umidade ótima. Já quando submetidas a imersão apenas a M1 apresentou suporte superior ao obtido no teor ótimo. Quando compactados na $w_{ot}+1\%$, o solo e a mistura M3 apresentaram desempenho superior em relação a umidade ótima, para a condição sem imersão. Já as amostras submetidas a imersão, apenas a M2 apresentou desempenho inferior ao teor ótimo.

Cabe destacar que as amostras moldadas nas variações da umidade ótima (-2% e $+1\%$) sofreram um incremento de 50% na energia de compactação, de modo a apresentarem um grau de compactação próximo ao γ_{dmax} obtido na curva de compactação, na energia do PM. Quanto ao emprego em estruturas de pavimentos, mesmo com a variação no teor de umidade as misturas mantiveram a mesma destinação de camada observada para o teor de umidade ótima.

Quanto a expansão, obtida nos ensaios de ISC conduzidos a imersão, na energia do PI as misturas não apresentaram expansão. Já no PM os valores foram inferiores a 0,5%, em todas

as condições de umidade avaliadas, reafirmando potencial uso das misturas na composição de camadas de base e sub-base.

5.1.4. Módulo de Resiliência

O módulo de resiliência foi determinado em diferentes condições de umidade, visando avaliar os limites toleráveis para teor de umidade apresentados nas normativas que abordam o emprego de misturas solo-agregado em camadas de base e sub-base.

Os maiores valores de M_R foram obtidos nas amostras compactadas no teor de umidade ótima e submetidos a secagem em 2%, esse fato ocorreu devido a uma maior densificação dos corpos de prova ao serem compactados no teor de umidade ótima e ao enrijecimento provocado pela retirada de água através do processo de secagem. Quanto ao umedecimento, as amostras em tal condição apresentaram ligeira redução no M_R quando comparado ao teor ótimo.

As amostras compactadas no teor de umidade ótima e submetidas aos processos de secagem (2%) e umedecimento (1%) apresentaram valores superiores de M_R quando comparadas as amostras compactadas nas variações de umidade, mesmo que nestas tenha ocorrido um incremento de 50% na energia de compactação. As variações foram mais significativas na secagem do que no umedecimento.

A variação na energia de compactação do PM para o PI, nas amostras compactadas no teor de umidade ótima, representou uma pequena redução das propriedades resilientes das misturas, em especial na M2 e M3. O solo apresentou um mesmo valor médio de M_R nas duas energias de compactação.

Quanto ao módulo de resiliência obtido após o protocolo de deformação permanente, na amostra de solo os valores foram tanto maiores quanto menores os pares ou as relações entre tensões. Nas misturas o M_R apresentou crescimento do primeiro para o segundo par de tensões e decréscimo sucessivo até o sexto par. Cada mistura apresentou uma peculiaridade em relação ao M_R de referência: na M1 todos os valores ficaram acima deste, na M2 apenas os pares mais baixos (3 primeiros) foram superiores e na M3 somente do segundo ao quarto par.

Dentre os modelos empregados nas análises estatísticas, o modelo composto e o universal foram os que melhor representaram o comportamento resiliente dos materiais, através da análise conjunta das tensões confinante e desvio. O modelo de Liang (2008) também apresentou R^2 elevado quando empregado na avaliação conjunta de M_R , teor de umidade, grau de saturação e sucção.

5.1.5. Deformação Permanente

No solo as menores deformações foram observadas para as relações entre tensões σ_d/σ_3 de 1. A medida em a tensão desvio foi elevada, as deformações foram mais significativas. Nos pares de tensões mais baixos verificou-se uma tendência de acomodamento com a evolução dos ciclos, já nos pares mais elevados as deformações se mantiveram crescentes durante a aplicação de carga. Ao final dos 100.000 ciclos os corpos de prova já haviam atingido cerca de 95% da deformação permanente total.

Com relação as misturas, as maiores deformações foram obtidas no par de tensões mais elevado ($\sigma_3=120\text{kPa}$ e $\sigma_d=360\text{kPa}$), onde a M1 apresentou 1,52mm, a M2 1,33mm e a M3 1,82mm. Observou-se que o incremento de agregado representou uma redução na D_P entre as misturas M1 e M2. Já para a M3, esse acréscimo promoveu um aumento na D_P , relacionado ao elevado volume de vazios da mistura, dado pela carência de finos na amostra, o que acabou por promover a instabilidade da mesma quando submetida a ação de cargas cíclicas.

Nos ciclos iniciais de aplicação de carga verificou-se uma elevada taxa de deformabilidade nas amostras. Nas menores relações entre tensões essa deformação tende a ser nula, indicando possível acomodamento. Nos pares mais elevados a tendência dos materiais é seguir deformando. Ao final dos 100.000 ciclos os corpos de prova das misturas já haviam atingido, também, cerca de 95% das deformações totais.

A tensão desvio representou a maior razão deformacional nos menores pares de tensões. Com o incremento das tensões (σ_3 e σ_d) a deformação aumentou. Com relação a tensão confinante não foi possível afirmar categoricamente se o acréscimo desta promove aumento ou redução na deformação permanente.

Os parâmetros do modelo de Guimarães (2009), obtidos para os seis corpos de prova empregados no ensaio de D_P , apresentaram uma boa correlação com as propriedades deformacionais das amostras, com R^2 variando de 0,918 a 0,945.

Quanto ao acomodamento, nem todos os corpos de prova atingiram a taxa de deformação permanente $10^{-7} \times 10^{-3}$ metros por ciclo, critério proposto por Dawson e Wellner (1999) para considerar que o material entrou em *Shakedown*. No entanto, no mínimo, 4 CPs de cada material atingiram esta taxa, os demais apresentaram tendência a atingir tal magnitude. Quanto a classificação, as amostras apresentaram, no geral, acomodamento plástico do tipo A ou AB, não evidenciando problemas de afundamento no pavimento. A única exceção foi o sexto par de tensões da mistura M3 que apresentou tendência ao acomodamento do tipo B.

5.1.6. Efeitos da Sucção

As amostras moldadas no teor de umidade ótima apresentaram uma relação inversa entre a variação de umidade e a sucção, onde os maiores valores foram obtidos para as amostras submetidas a secagem. Já as amostras moldadas na variação de umidade apresentaram uma tendência similar as demais, excetuando-se o solo moldado na $w_{ot}-2\%$.

Cabe salientar que a estrutura das amostras moldadas na variação da umidade ótima é completamente diferente das amostras moldadas no teor ótimo, uma vez que as variações na umidade de moldagem e na energia de compactação influenciam diretamente na quantidade e tamanho dos poros dos materiais, que por sua vez estão associadas às medidas de sucção.

5.1.7. Análise Mecanicista

As estruturas dimensionadas pelo método do DNER (1981) apresentaram um comportamento satisfatório quanto as deformações plásticas, independente do volume de tráfego adotado nas simulações. Quanto ao trincamento por fadiga, as estruturas submetidas a um $N_{PROJETO}$ de $1,0 \times 10^6$ se mantiveram dentro do limite aceitável (30%). Para um $N_{PROJETO}$ de $2,5 \times 10^7$ as três estruturas projetadas apresentaram um percentual elevado de trincamento por fadiga, excedendo o limite estipulado, antes do final do período de projeto.

O dimensionamento das estruturas pelo MeDiNa (2019) permitiu reduzir a camada de base de 26cm para 15cm, quando considerado um $N_{PROJETO}$ de $1,0 \times 10^6$, 40% menor do que a espessura proposta pelo método do DNER (1981), enquanto o revestimento manteve-se a mesma espessura, de 5cm. Para um $N_{PROJETO}$ de $2,5 \times 10^7$ a camada de base, inicialmente com 22cm foi reduzida também ao mínimo de 15cm, no entanto, a camada de revestimento inicialmente proposta com 10cm teve de ser aumentada, visando a proteção do trincamento excessivo por fadiga já observado.

Logo, as estruturas dimensionadas pelo MeDiNa (2019) apresentaram menores espessuras da camada de base, em contrapartida, para tráfegos mais elevados foi necessário um incremento na camada de revestimento, de modo a limitar os mecanismos de degradação da estrutura, para o tipo de via o qual foi realizado o dimensionamento. Quanto ao método do DNER (1981) as estruturas apresentaram, no geral, espessuras mais elevadas para a camada de base, fruto da concepção do método que tem por essência a proteção do subleito contra a ruptura por cisalhamento.

O estudo realizado confirma a utilização de misturas solo-agregado como uma alternativa técnica para projeto e execução de estruturas de pavimentos, na região sul do RS. No entanto, cabe salientar que hoje a extração e beneficiamento dos materiais ainda ocorrem de maneira rudimentar, sem controle das propriedades físicas e mecânicas dos mesmos, o que pode ocasionar uma grande variabilidade no desempenho das misturas, como decorrente de alterações na litologia do agregado e características do saibro, dentro de uma mesma jazida ou mesmo com a alternância destas. Outro fato importante a mencionar é o processo de constituição das misturas comerciais, uma vez que são realizadas na jazida, sem separação do agregado em frações onde, após o processo de britagem primária, o mesmo é alocado em pilhas e na sequência misturado com o solo. Após a mistura é que são verificadas, em laboratório, as propriedades de suporte e granulometria das misturas.

Observou-se também que dentro de uma mesma faixa granulométrica, empregando as tolerâncias granulométricas previstas em norma, as misturas apresentaram comportamento variável, tanto para suporte como para deformação, mostrando que, mesmo enquadrado em determinado intervalo específico, o solo-agregado pode não atender as especificações necessárias ao emprego em camadas de pavimentos. Com isso cabe destacar a importância do estudo dos componentes e de misturas estabilizadas granulometricamente, de modo a representar em laboratório o processo de beneficiamento e mistura dos materiais em jazida e vice-versa.

As misturas estudadas apresentaram um grande potencial de uso em camadas de base de estruturas de pavimentos, com volumes de tráfego classificados em médio e pesado, avaliadas através do Índice de Suporte e de propriedades deformacionais. Cabe salientar ainda que cada mistura deve ser investigada conforme seu emprego, de modo a obter o melhor desempenho condicionado ao menor percentual de agregado, potencializando-se assim uma maior redução de custos sem impactar o desempenho da estrutura projetada.

5.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Avaliar a deformabilidade plástica das misturas estudadas nas variações de umidade aplicadas nos ensaios de M_R ($w_{ot}-2\%$ e $w_{ot}+1\%$);
- Estudar critérios de empacotamento na concepção de novas misturas de solo-agregado com os materiais empregados na pesquisa;

- Aumentar a frequência do ensaio de deformação permanente para 3Hz a fim de reduzir o tempo de ensaio, mantendo o protocolo mínimo de 150.000 ciclos;
- Construir a curva característica do solo e das misturas visando a obtenção direta da sucção através do teor de umidade;
- Avaliar as propriedades deformacionais utilizando corpos de prova de maiores dimensões (25x50cm), possibilitando o emprego de agregado com diâmetro máximo maior, a fim de comparar os resultados com os obtidos para os CPs (10x20);
- Verificar a possibilidade de utilização dos materiais estudados como camada de revestimento primário em estradas vicinais.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, F.F.M; HASUI, Y.; BRITO NEVES, B.B.; FUCK, R.A. Províncias Estruturais Brasileiras. In: SBG: Simpósio de Geologia do Nordeste, **Anais...** Campina Grande, V8, p. 363-391, 1977.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **ASTM D 1241:** standard specification for soil-aggregate subbase, base, and surface courses. Philadelphia, 2000.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 5298/2016:** Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper. Annual Book of ASTM Standards, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12053: solo-brita – determinação de dosagem.** Rio de Janeiro, 1992.

BALBO, J. T. **Pavimentação asfáltica: materiais, projeto e restauração.** São Paulo: Oficina de texto, 2007. 558 p.

BASTOS, J. B. S. **Influência da variação da umidade no comportamento de pavimentos da região metropolitana de Fortaleza.** Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 2013.

BERNUCCI, L. B., et al. **Pavimentação Asfáltica: formação básica para engenheiros.** 3. ed., v.1, Rio de Janeiro, RJ: Petrobrás, ABEDA, 2006.

BEZERRA NETO, R. S. **Análise comparativa de pavimentos dimensionados através dos métodos empírico do DNER e mecanístico e proposta de um catálogo simplificado de pavimentos para a região de Campo Grande - MS.** Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos. São Paulo, SP, 2004.

BORRÉ, G. **Estudo das misturas de solo-agregado para uso em bases e sub-bases de pavimentos econômicos.** Unijuí. Ijuí, RS, 2013.

CERATTI, J. A., GEHLING, W. Y. Y.; BICA, A. V. D; RODRIGUES, M. R. Influência da sucção no módulo de resiliência de um solo típico do Rio Grande do Sul. In: 30º Reunião Anual de Pavimentação, Salvador. **Anais...**, p. 540-555, 1996.

CERATTI, J. A.; GEHLING, W. Y. Y.; NÚÑEZ, W. P. Seasonal variations of a subgrade soil resilient modulus in southern Brazil. In: Geology and Properties of Earth Materials, Washington, D. C. **Journal of the Transportation Research Board.** n° 1874, p. 165- 173, 2004.

CHEMALE JR., F. Evolução do Escudo Sul-Rio-grandense. **Geologia do Rio Grande do Sul.** Centro de Investigação do Gondwana. Instituto de Geociências UFRGS, p. 13-52, Porto Alegre, RS, 2000.

CNT – CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. Pesquisa CNT de rodovias 2018. Brasília: CNT, SESR, SENAT, 2018.

COUTO, J. B. **Estudo de Misturas de Solo-Agregado em Bases e Sub-Bases Rodoviárias do Rio Grande do Sul: Caracterização de Laboratório e Execução de Trecho Experimental**. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS. Porto Alegre, RS, 2009.

CPRM – SERVIÇO GEOLÓGICO BRASILEIRO. Mapa Geológico do Estado do Rio Grande do Sul. Escala 1:750.000. Brasília, DF, 2007.

CUNHA, N. G.; SILVEIRA, R.J. da C. **Estudo dos solos do município de Capão do Leão / Noel Gomes da Cunha, Ruy José da C. Silveira**. - Pelotas: EMBRAPA/CPACT; Ed. UFPel, 54 p., 1996. (Documentos CPACT; 11/96).

DAWSON, A.; WELLNER, F. **Plastic behaviour of granular materials**. Final Report ARC Project 933. University of Nottingham, 1999.

DELGADO, B. G. **Análise da deformabilidade de um solo tropical do oeste do Maranhão como material de lastro na Estrada de Ferro dos Carajás**. Dissertação de Mestrado. Escola de Minas – NUGEO. Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, MG, 2012.

DELONGUI, L. **Determinação de parâmetros mecânicos para dimensionamento de pavimentos com resíduos de construção e demolição**. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS. Porto Alegre, RS 2016.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM (DER/PR). **ES-P-07: Pavimentação: Camadas Estabilizadas Granulometricamente**. Paraná, 2005.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM (DER/PR). **ES-P-09: Pavimentação: Solo Arenoso-Brita**. Paraná, 2005.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM (DER/PR). **ES-P-10: Pavimentação: Solo Argiloso-Brita**. Paraná, 2005.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM (DER/SP). **ET-DE-P00/003: sub-base ou base de solo de comportamento laterítico – brita descontínua – SLBD**. São Paulo, 2005.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM (DER/SP). **ET-DE-P00/006: sub-base ou base de solo brita**. São Paulo, 2006.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DA BAHIA (DERBA/BA). **ES-P-03: sub-base estabilizada com utilização de solo laterítico**. Bahia, 2001.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Método de projeto de pavimentos flexíveis**. Rio de Janeiro, 1981.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). **ES 303: pavimentação – base estabilizada granulometricamente**. Rio de Janeiro, 1997.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **Manual de Pavimentação**. 3ª ed. Rio de Janeiro, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **ES 098 - ES: Pavimentação – Base estabilizada granulometricamente com utilização de solo laterítico – especificação de serviço**. Rio de Janeiro, 2007.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **ES 141: Pavimentação – Base estabilizada granulometricamente - Especificação de serviço**. Rio de Janeiro, 2010.

EMBRAPA. Centro Nacional de Pesquisas de Solos. **Sistema Brasileiro de Classificação de Solos**. Centro Nacional de Pesquisa de Solos. Editora EMBRAPA-SPI, 2. ed., Rio de Janeiro, RJ, 306p., 2006.

FERREIRA, J. G. H. M. **Tratamento de dados geotécnicos para predição de módulos de resiliência de solos e britas utilizando ferramentas de Data Mining**. Tese (Doutorado), COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2008.

FEUERHARMEL, C. **Aspectos do comportamento não saturado e dois solos coluvionares – Gasoduto Bolívia – Brasil**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

FEUERHARMEL, C. **Estudo da resistência ao cisalhamento e da condutividade hidráulica de solos coluvionares não saturados da formação Serra Geral**. Tese de Doutorado em Engenharia – Programa de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

FRAGOSO CÉSAR, A.R.S.; FIGUEIREDO, M.C.H.; SOLIANI JR., E.; FACCIN, U.F. O Batólito de Pelotas (Proterozóico Superior/Eo-Paleozóico) no Escudo do Rio Grande do Sul; In: Congresso Brasileiro de Geologia, 34. **Anais...** Goiânia, V.3, p. 1322-1343, 1986.

FRANCO, F. A. C. P. **Método de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos – SisPav**. Tese de Doutorado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ, 2007.

FRANCO, F. A. C. P.; MOTTA, L. M. G. **Execução de Estudos e Pesquisas para Elaboração de Método Mecanístico-Empírico de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos**. Relatório Parcial IV (A). Projeto DNIT TED nº 682/2014. Processo n 50607.002043/2013-00. Convênio UFRJ-DNIT, Rio de Janeiro/RJ, 2018.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Soil mechanics for unsaturated soils**. New York: John Wiley & Sons, 1993.

FREDLUND, D. G., RAHARDJO, H., & FREDLUND, M. D. **Unsaturated soil mechanics in engineering practice**. Hoboken, New Jersey, USA: John Wiley & Sons, 2012.

- FREDLUND, D. G.; VANAPALLI, S.K.; XING, A.; PUF AHL, D.E. **Predicting the shear strength function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve.** In: FIRST INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, 1995, Paris, France. Proceedings... v.1, p. 63-70, 1995.
- FRITZEN, M. A. **Desenvolvimento e validação de função de transferência para previsão do dano por fadiga em pavimentos asfálticos.** Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2016.
- GEHLING, W. Y. Y.; CERATTI, J. A. P.; NÚÑEZ, W. P.; RODRIGUES, M. R. (1998). Estúdio sobre la influencia de la succion em el módulo resiliente de los suelos de explanadas para firmes de carreteras. In: Simpósio Internacional sobre Drenaje Interno de Firmes y Explanadas. Granada, Espanha. **Anales...**, p. 137-144.
- GUIMARÃES, A. C. R. **Estudo de deformação permanente em solos e a teoria do *shakedown* aplicada a pavimentos flexíveis.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2001.
- GUIMARÃES, A. C. R. **Um Método Mecânico-Empírico para a Previsão da Deformação Permanente em Solos Tropicais Constituintes de Pavimentos.** Tese de Doutorado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ, 2009.
- HOUSTON, S.L.; HOUSTON, W.N.; WAGNER, A. M. Laboratory filter paper suction measurements. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v.17, n.2, p.185-194, 1994.
- HUANG, Y.H. **Pavement analysis and design, Prentice Hall Inc.** New Jersey, E.U.A, 2003.
- HUURMAN, M. **Permanent deformation in concrete block pavement.** PhD dissertation, Delft, Netherlands. p. 1997.
- KLAMT, R.A. **Influência da ação do tráfego no custo de construção e restauração de pavimentos asfálticos.** Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil UFSM. Santa Maria, RS, 2014.
- KUMAR, P.; SHARMA, S. K. Prediction o Equivalency Factors for Various Subbase and Base Couses. **Journal of Materials in Civil Engineering**. V. 25, n. 10, p. 1357-1365, 2012.
- LEITE, F. da C. **Comportamento Mecânico de Agregado Reciclado de Resíduo Sólido da Construção Civil em Camadas de Base e Sub-base de Pavimentos.** Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Transportes, São Paulo, 2007.
- LEKARP, F.; ISACSSON, U.; DAWSON, A. State of the Art – II: Permanent Strain Response of Unbound Aggregates. American Society of Civil Engineers (ASCE) **Journal of Transportation Engineering**. vol. 126, pp. 76 a 83. 2000(a).
- LEKARP, F.; ISACSSON, U. Development of a Large-Scale Triaxial Apparatus for Characterization of Granular Materials. **International Journal of Road Materials and Pavement Design**. vol. 1 no 2, pp. 165 a 196. 2000(b).

LIMA, C. D. A. **Estudo da deformação permanente de brita graduada**. Dissertação de Mestrado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ, 2016.

LIMA, C. D. A.; MOTTA, L. M. G. Influência da variação granulométrica da brita graduada simples na deformação permanente. In: XXIX Congresso Nacional de Pesquisa em Transporte da ANPET. **Anais...** Ouro Preto, MG, 2015.

LIMA, F. C. de. **Uso de agregados de rochas calcárias para camadas de pavimentos estabilizados granulometricamente**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal da Paraíba - UFPB/CT. Paraíba, 2015.

LOPES, L. S. **Análise experimental do comportamento hidráulico e mecânico de um pavimento ferroviário**. Dissertação de Mestrado. Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ, 2017.

MALYSZ, R. **Comportamento Mecânico de Britas Empregadas em Pavimentação**. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

MALYSZ, R. **Desenvolvimento de um equipamento triaxial de grande porte para avaliação de agregados utilizados como camada de pavimentos**. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

MARINHO, F. A. M. A técnica do papel filtro para a medição de sucção. In: ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, p.112-125, 1995.

MARIA, R. P.; BASTOS, C. A. B. Estudo sobre dosagem e propriedade do saibro britado – uma alternativa de material de pavimentação na região sul do Rio Grande do Sul. In: XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. **Anais...** ABMS: Salvador/BA, 2018.

MASSAD, F. **Mecânica dos solos experimental**. São Paulo: Oficina de Textos, 2016. 287p.

MeDiNa (2019) – Método de Dimensionamento Nacional. Disponível em: <<https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/medina/solicitacao-de-download-do-medina>>. Acesso em: novembro de 2020.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos Pavimentos**. Rio de Janeiro, RJ. Editora Interciência, 3ªed., 2015, 639p.

MISHRA, D.; TUTUMLUER E. Aggregate Physical Properties Affecting Modulus and Deformation Characteristics of Unsurfaced Pavements. **Journal of Materials in Civil Engineering**. V. 24, n. 9, p. 1144-1152, 2012.

MOTTA, L. M. G. **Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis: Critério de Confiabilidade e Ensaios de Cargas Repetidas**. Tese de Doutorado. Programa de Engenharia Civil. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ, 1991.

NOGAMI, J. S. & VILLIBOR, D. F. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos**. São Paulo, 1995. 240p.

NORBACK, C. **Caracterização do Módulo de Resiliência e da Deformação Permanente de Três Solos e Misturas Solo-Brita**. Dissertação de Mestrado. Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ, 2018.

NÚÑEZ, W. P. **Análise experimental de pavimentos rodoviários delgados com basaltos alterados**. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1997.

OLIVEIRA JÚNIOR, J. M. R. de; ARAÚJO, C. B. C. de; AYRES, T. M. C. **Estudo comparativo entre solo seixo e solo brita para fins de pavimentação**. Revista Tecnologia (UNIFOR), v. 39, p. 1, 2018.

PERAÇA, V. **Qualificando solos para revestimentos primários de rodovias: uma abordagem baseada nas mecânicas dos solos e dos pavimentos**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

PHILIPP, R.P.; MACHADO, R.; NARDI, L.V.S; LAFON, J.M. O Magmatismo Granítico Neoproterozóico do Batólito de Pelotas no Sul do Brasil: Novos Dados e Revisão Geocronológica Regional. **Revista Brasileira de Geociências**, V. 32(2), p. 277-290, 2002.

PHILIPP, R.P.; NARDI, L.V.S. BITENCOURT, M.F. O Batólito de Pelotas no Rio Grande do Sul. **Geologia do Rio Grande do Sul**. Centro do Investigação do Gondwana, Instituto de Geociências, UFRGS, p. 133-160, 2000.

PREUSSLER, E.S. **Ensaio Triaxiais Dinâmicos de um Solo Arenoso**. Dissertação de Mestrado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ, 1978.

RAMGRAB, G. E.; WILDNER, W. **Programa Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil – PLGB: Pedro Osório. SH.22-Y-C. Estado do Rio Grande do Sul**. Escala: 1/250.000. Brasília, DF, CPRM, 1999.

RESENDE, L. R. **Técnicas alternativas para a construção de bases de pavimentos rodoviários**. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 1999.

RIBEIRO, M. M. P. **Contribuição ao estudo da deformação permanente dos solos de subleito**. Dissertação de Mestrado - Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2013.

RIDLEY, A. M. Discussion on ‘Laboratory Filter Paper Suction Measurements’ by Sandra L. Houston, William N. Houston and Anne-Marie Wagner, **Geotechnical Testing Journal**, v.18(3), p. 391-396, 1995.

RODRIGUES, M. R. **Influência da sucção no módulo de resiliência de solos típicos de subleito de pavimentos do Rio Grande do Sul**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.

- ROSSATO, F. P. **Avaliação do fenômeno de fadiga e das propriedades elásticas de misturas asfálticas com diferentes ligantes em várias temperaturas.** Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil UFSM. Santa Maria, RS, 2015.
- SANTOS, T. A. **Avaliação da resistência e da deformabilidade de quatro solos empregados em subleitos rodoviários no estado do Rio Grande do Sul.** Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil UFSM. Santa Maria, RS, 2016.
- SANTOS, T. A. **A influência da sucção na deformabilidade de subleitos rodoviários: Efeitos da variação de umidade, método de compactação e gênese dos solos.** Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil UFSM. Santa Maria, RS, 2020.
- SANTOS NETO, P. M.; CARVALHO, J. C. **Métodos para medir a sucção em solos não saturados.** Encontro sobre Solos Não Saturados, Porto Alegre, RS, p. 143-158, 1995.
- SILVA, R.F. **O Granito Capão do Leão: magmatismo tipo-I altamente fracionado no SE do Cinturão Dom Feliciano, RS.** Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Geociências da UFRGS. Porto Alegre, RS, 2016.
- SILVEIRA, J. **Metodologia para Projeto de Pavimentos Flexíveis em Vias Urbanas da Região Metropolitana de Porto Alegre.** Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS. Porto Alegre, RS, 2000.
- SOBRAL, L.F.; BARRETO, M.C.V.; SILVA, A.J.; ANJOS, J.L. **Guia prático para interpretação de resultados de análises de solos.** Embrapa Tabuleiros Costeiros. Aracaju, SE, 2015.
- TAKEDA, M. C. **A influência da variação da umidade pós-compactação no comportamento mecânico de solos de rodovias do interior paulista.** Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, 2006.
- TUTUMLUER, E.; PAN, T., 2008, "Aggregate Morphology Affecting Strength and Permanent Deformation Behavior of Unbound Aggregate Materials". **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 20, n. 9, (September), pp. 617-627.
- VARGAS M. **Introdução a Mecânica dos Solos.** McGraw-Hill do Brasil: Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 1977.
- WERK, S. M. S. **Estudo da influência dos métodos de compactação no comportamento resiliente de solos.** Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.
- WERKMEISTER, S., DAWSON, A. R., WELLNER, F., 2001, "Permanent Deformation Behavior of Granular Materials and the Shakedown Concept". **Transportation Research Record** n° 01-0152, Washington, DC.
- YANG, S. R., HUANG, W. H., TAI, Y. T. Variation of resilient modulus with soil suction for compacted subgrade soils. *Transportation Research Record*, 1913, **Transportation Research Board**, Washington, D. C., p. 96-106, 2005.

YODER, E. J.; WITCZAK, M.W. **Principles of pavements design**. New York: Wiley. 1975.

ZAGO, J. P. **Estudo da Deformação Permanente de três solos típicos de subleitos rodoviários de Santa Maria - RS**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil UFSM. Santa Maria, RS, 2016.

APÊNDICE 1 – Gráficos para a classificação MCT do solo

Figura 1.1 – Curvas de deformabilidade

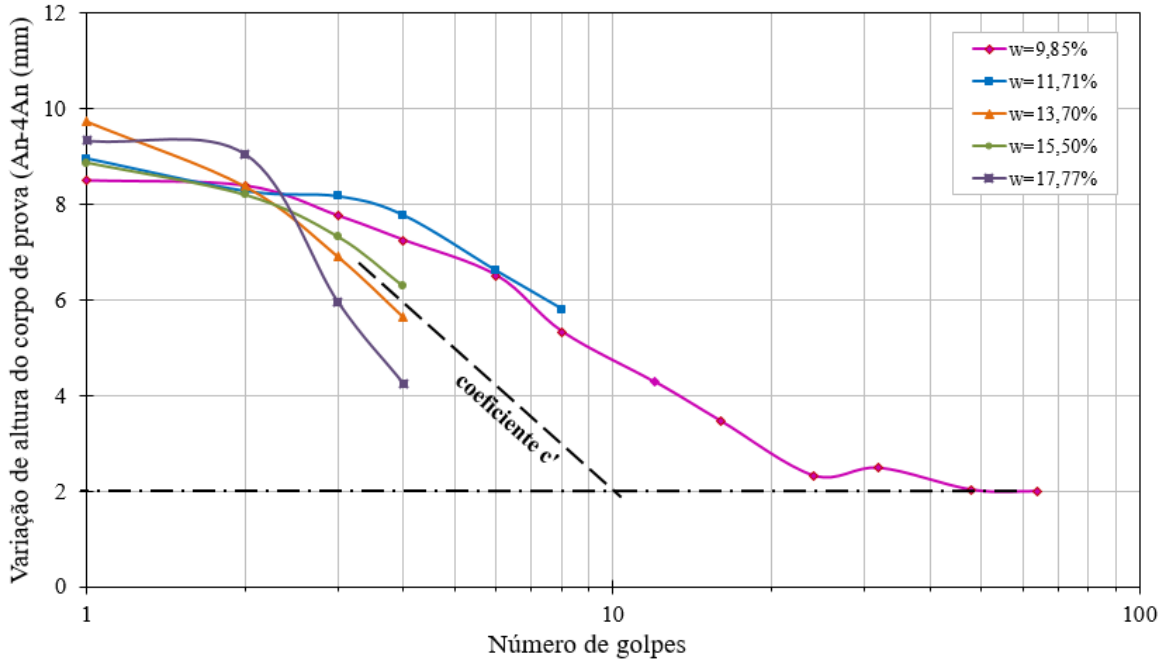


Figura 1.2 – Curvas de compactação

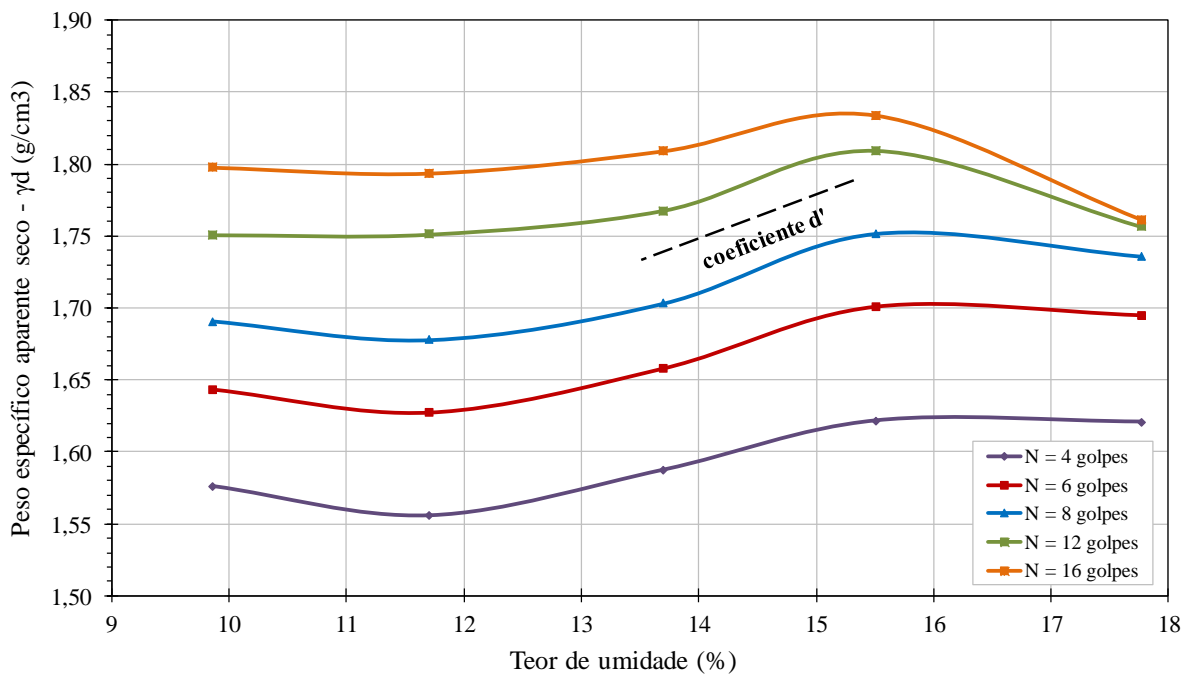


Figura 1.3 – Curva Mini-MCV x Perda de massa por imersão (Pi)

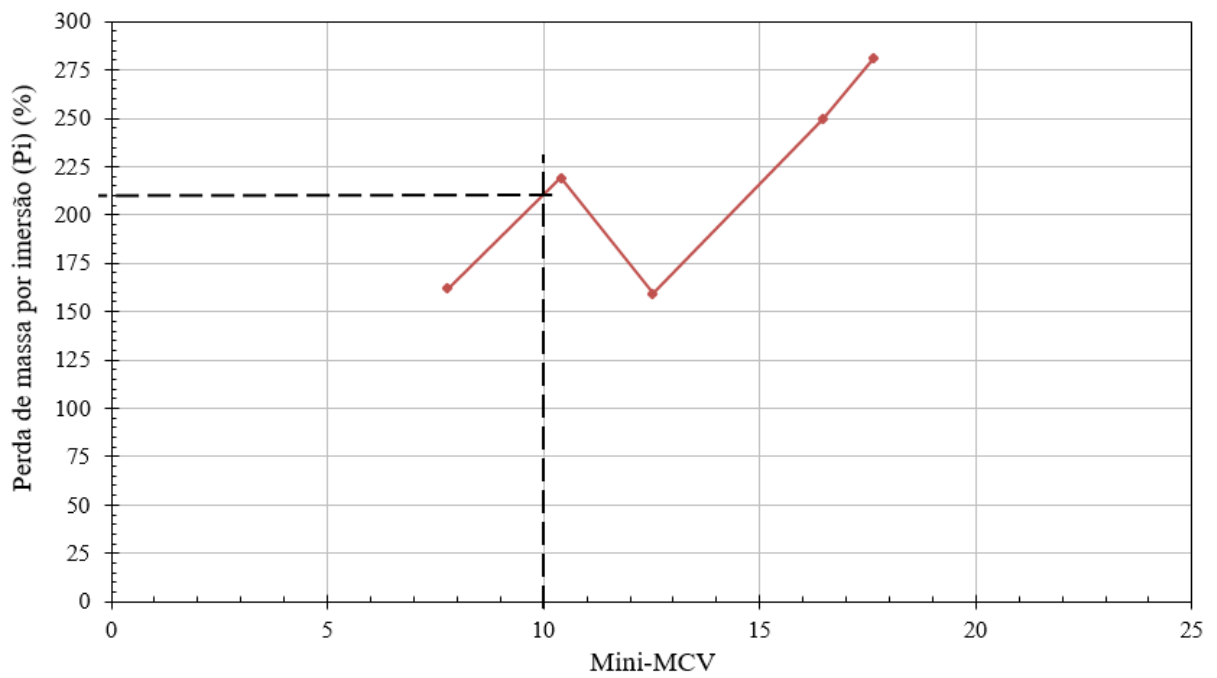
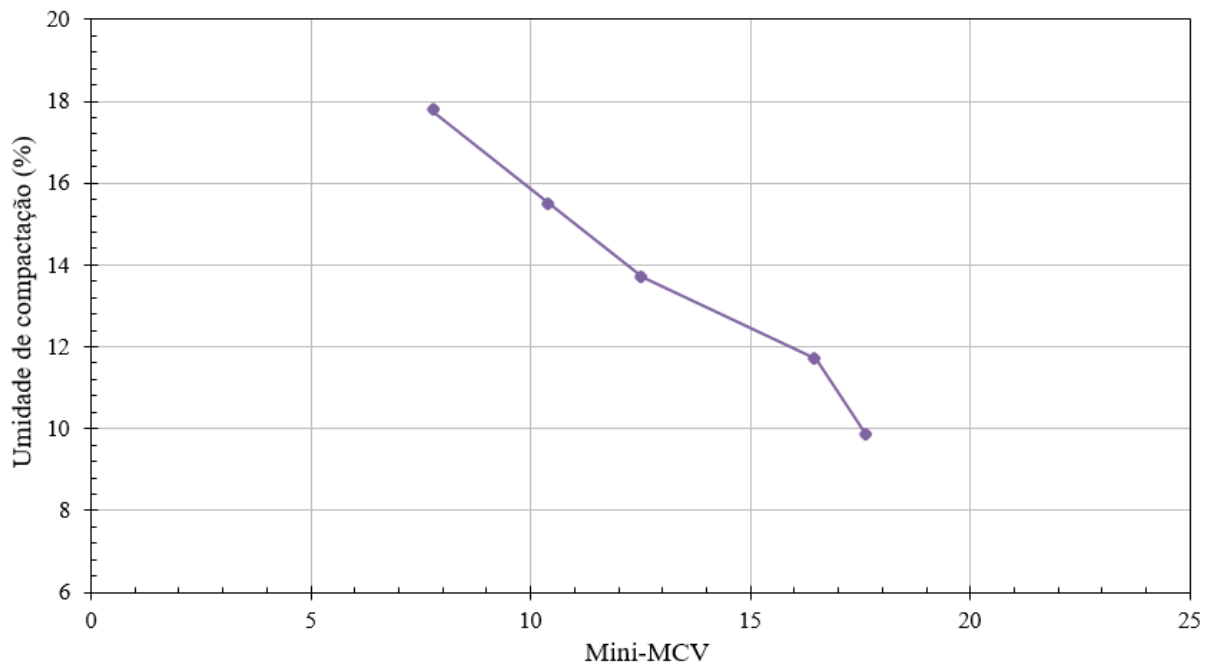


Figura 1.4 – Curva Mini-MCV x Umidade de compactação



APÊNDICE 2 – Solo

Tabela 2.1 – Propriedades de compactação dos CPs de solo para os ensaios de M_R

| Condição | CP01 | | | CP02 | | | CP03 | | |
|----------------|---------------------------|------------------------------------|------|---------------------------|------------------------------------|------|---------------------------|------------------------------------|------|
| | W _{mold.} (%) | γ_d (g/cm ³) | GC | W _{mold.} (%) | γ_d (g/cm ³) | GC | W _{mold.} (%) | γ_d (g/cm ³) | GC |
| wot PI | 12,72 | 1,843 | 1,00 | 12,68 | 1,833 | 1,00 | 12,57 | 1,835 | 1,00 |
| wot PM | 11,49 | 1,909 | 0,99 | 11,53 | 1,933 | 1,01 | 11,53 | 1,917 | 1,00 |
| wot-2% (sec.) | 11,41 | 1,891 | 0,99 | 11,51 | 1,904 | 1,00 | 11,50 | 1,894 | 0,99 |
| wot+1% (umed.) | 11,53 | 1,903 | 1,00 | 11,54 | 1,905 | 1,00 | 11,52 | 1,901 | 1,00 |
| wot-2% (mold.) | 9,54 | 1,918 | 1,00 | 9,51 | 1,933 | 1,01 | 9,53 | 1,917 | 1,00 |
| wot+1% (mold.) | 12,56 | 1,915 | 1,00 | 12,59 | 1,909 | 1,00 | 12,50 | 1,905 | 1,00 |

Tabela 2.2 – Valores obtidos no ensaio de M_R para as amostras de solo nas energias PI e PM

| σ_3 (MPa) | σ_d (MPa) | Intermediária - wot | | | Modificada wot | | |
|---------------------|---------------------|---------------------|---------------|---------------|----------------|---------------|---------------|
| | | CP01 (MPa) | CP02 (MPa) | CP03 (MPa) | CP01 (MPa) | CP02 (MPa) | CP03 (MPa) |
| 0,020 | 0,020 | 82,20 | 81,69 | 85,89 | 99,90 | 109,85 | 122,01 |
| 0,020 | 0,040 | 82,94 | 85,65 | 85,01 | 71,35 | 82,25 | 92,12 |
| 0,020 | 0,060 | 92,45 | 92,71 | 91,13 | 63,30 | 71,15 | 79,58 |
| 0,035 | 0,035 | 131,94 | 117,50 | 130,05 | 82,55 | 93,53 | 103,91 |
| 0,035 | 0,070 | 138,62 | 121,38 | 128,35 | 66,77 | 71,70 | 83,98 |
| 0,035 | 0,105 | 147,77 | 141,51 | 140,93 | 61,77 | 66,37 | 77,93 |
| 0,053 | 0,050 | 199,55 | 181,17 | 183,32 | 77,82 | 84,37 | 101,03 |
| 0,053 | 0,100 | 203,46 | 194,06 | 189,27 | 68,10 | 73,99 | 85,63 |
| 0,053 | 0,150 | 221,86 | 215,69 | 211,40 | 68,69 | 74,77 | 81,25 |
| 0,070 | 0,070 | 258,05 | 231,55 | 228,43 | 81,80 | 88,80 | 100,75 |
| 0,070 | 0,140 | 267,23 | 250,14 | 245,99 | 75,24 | 80,95 | 89,23 |
| 0,070 | 0,210 | 289,49 | 275,03 | 276,33 | 80,77 | 86,42 | 94,29 |
| 0,105 | 0,105 | 348,93 | 329,34 | 352,03 | 103,40 | 109,64 | 122,91 |
| 0,105 | 0,210 | 371,51 | 361,29 | 391,32 | 100,66 | 109,74 | 116,02 |
| 0,105 | 0,315 | 374,21 | 375,37 | 395,12 | 114,47 | 122,80 | 124,40 |
| 0,140 | 0,140 | 410,30 | 412,50 | 455,85 | 135,88 | 141,02 | 149,75 |
| 0,140 | 0,280 | 448,05 | 440,93 | 476,62 | 139,07 | 145,90 | 147,49 |
| 0,140 | 0,420 | 430,22 | 447,30 | 437,22 | 147,60 | 156,39 | 159,56 |

Tabela 2.3 – Valores obtidos no ensaio de M_R para as amostras de solo na w_{ot} (sec./umed.)

| σ_3 (MPa) | σ_d (MPa) | Wot-2% (secagem) | | | Wot+1% (umedecimento) | | |
|---------------------|---------------------|------------------|--------|--------|-----------------------|--------|--------|
| | | CP01 | CP02 | CP03 | CP01 | CP02 | CP03 |
| 0,020 | 0,020 | 147,94 | 162,25 | 184,81 | 68,53 | 83,32 | 80,81 |
| 0,020 | 0,040 | 169,19 | 178,58 | 193,71 | 52,96 | 60,23 | 59,56 |
| 0,020 | 0,060 | 174,16 | 176,94 | 191,34 | 48,23 | 53,35 | 53,77 |
| 0,035 | 0,035 | 216,53 | 220,03 | 233,93 | 62,36 | 70,02 | 69,14 |
| 0,035 | 0,070 | 224,97 | 221,50 | 220,66 | 53,49 | 59,56 | 57,54 |
| 0,035 | 0,105 | 201,28 | 206,14 | 210,36 | 50,70 | 56,34 | 54,57 |
| 0,053 | 0,050 | 262,46 | 265,17 | 259,37 | 65,60 | 73,55 | 72,03 |
| 0,053 | 0,100 | 230,65 | 235,76 | 238,22 | 60,35 | 65,77 | 65,22 |
| 0,053 | 0,150 | 212,12 | 219,21 | 218,32 | 61,90 | 66,22 | 65,55 |
| 0,070 | 0,070 | 261,54 | 270,50 | 264,51 | 72,24 | 81,46 | 79,31 |
| 0,070 | 0,140 | 225,77 | 235,08 | 230,74 | 69,78 | 75,46 | 73,48 |
| 0,070 | 0,210 | 217,28 | 228,26 | 226,69 | 74,54 | 81,23 | 79,28 |
| 0,105 | 0,105 | 263,15 | 276,42 | 281,49 | 98,42 | 110,90 | 104,86 |
| 0,105 | 0,210 | 245,33 | 255,77 | 257,63 | 96,82 | 107,18 | 100,31 |
| 0,105 | 0,315 | 256,51 | 266,22 | 265,00 | 107,95 | 116,82 | 113,10 |
| 0,140 | 0,140 | 283,15 | 299,94 | 302,18 | 129,42 | 144,62 | 136,94 |
| 0,140 | 0,280 | 281,12 | 296,56 | 292,48 | 132,48 | 141,93 | 136,75 |
| 0,140 | 0,420 | 293,02 | 305,50 | 307,76 | 140,69 | 149,48 | 145,79 |

Tabela 2.4 – Valores obtidos no ensaio de M_R para as amostras de solo na w_{ot} -2% e w_{ot} +1%

| σ_3 (MPa) | σ_d (MPa) | moldado: wot-2% | | | moldado: wot+1% | | |
|---------------------|---------------------|-----------------|--------|--------|-----------------|--------|--------|
| | | CP01 | CP02 | CP03 | CP01 | CP02 | CP03 |
| 0,020 | 0,020 | 104,34 | 105,95 | 99,79 | 64,33 | 66,49 | 65,15 |
| 0,020 | 0,040 | 93,99 | 93,97 | 92,08 | 51,04 | 50,11 | 51,58 |
| 0,020 | 0,060 | 87,68 | 88,05 | 88,42 | 46,02 | 46,41 | 45,71 |
| 0,035 | 0,035 | 109,75 | 104,64 | 108,57 | 59,55 | 57,95 | 60,98 |
| 0,035 | 0,070 | 98,35 | 96,16 | 99,68 | 50,69 | 50,47 | 50,86 |
| 0,035 | 0,105 | 90,27 | 89,85 | 91,34 | 48,12 | 48,45 | 47,79 |
| 0,053 | 0,050 | 119,85 | 119,07 | 125,80 | 63,73 | 64,20 | 62,62 |
| 0,053 | 0,100 | 102,67 | 103,68 | 106,30 | 57,94 | 58,71 | 56,78 |
| 0,053 | 0,150 | 98,03 | 100,81 | 102,09 | 60,33 | 60,79 | 59,71 |
| 0,070 | 0,070 | 122,15 | 124,48 | 127,04 | 70,65 | 71,55 | 69,87 |
| 0,070 | 0,140 | 106,04 | 110,99 | 110,62 | 68,89 | 69,04 | 68,28 |
| 0,070 | 0,210 | 108,62 | 113,66 | 112,54 | 76,54 | 77,27 | 75,59 |
| 0,105 | 0,105 | 137,08 | 140,75 | 139,77 | 100,41 | 101,43 | 97,50 |
| 0,105 | 0,210 | 129,69 | 136,46 | 131,54 | 101,54 | 102,18 | 98,77 |
| 0,105 | 0,315 | 138,23 | 147,47 | 139,17 | 111,64 | 112,70 | 110,56 |
| 0,140 | 0,140 | 161,84 | 167,88 | 163,32 | 133,76 | 136,97 | 129,67 |
| 0,140 | 0,280 | 156,59 | 168,14 | 160,50 | 138,56 | 139,06 | 137,97 |
| 0,140 | 0,420 | 169,21 | 181,04 | 172,79 | 148,11 | 144,01 | 152,27 |

Figura 2.1 – Relações entre M_R e tensões (modelos de Biares e Svenson)

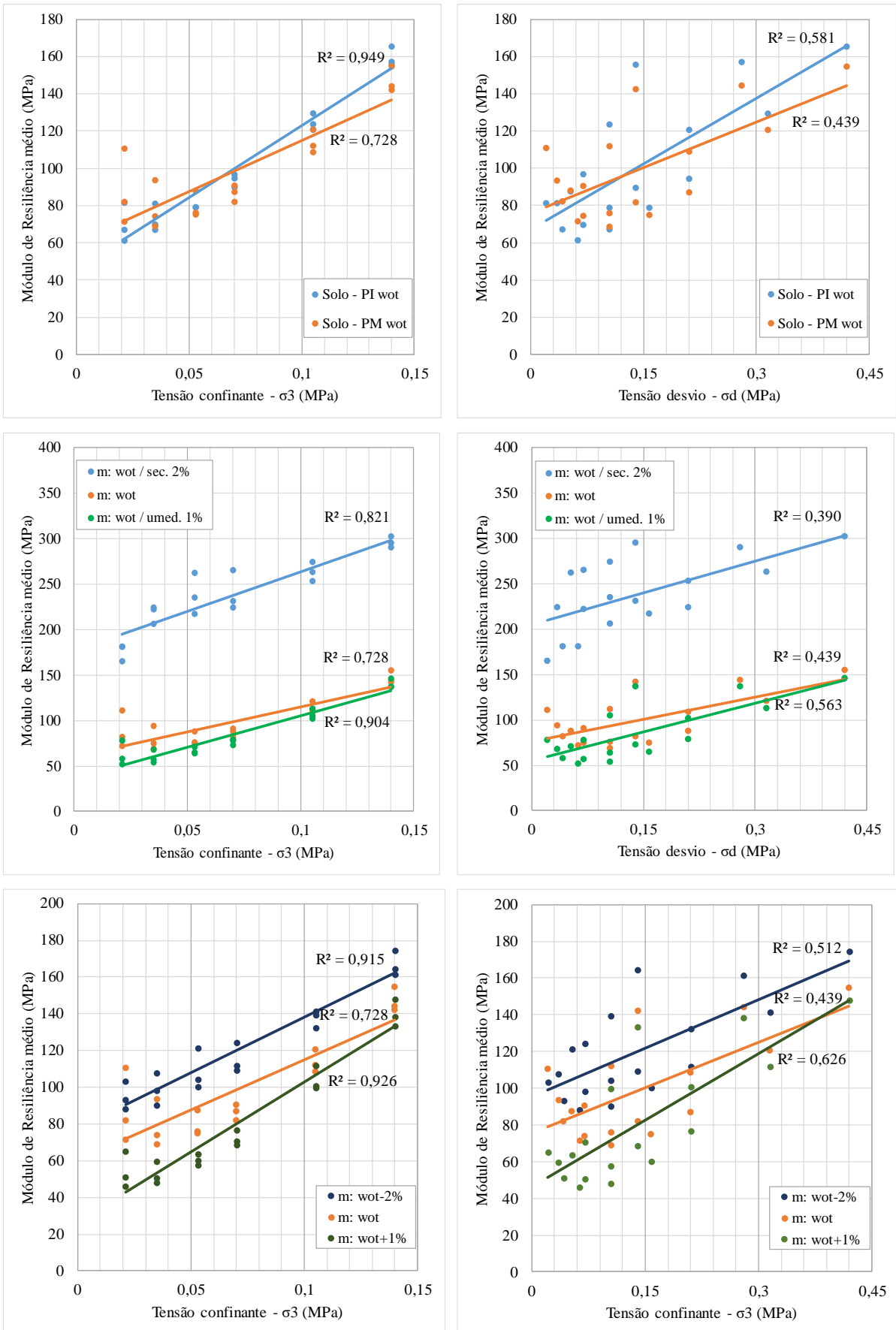
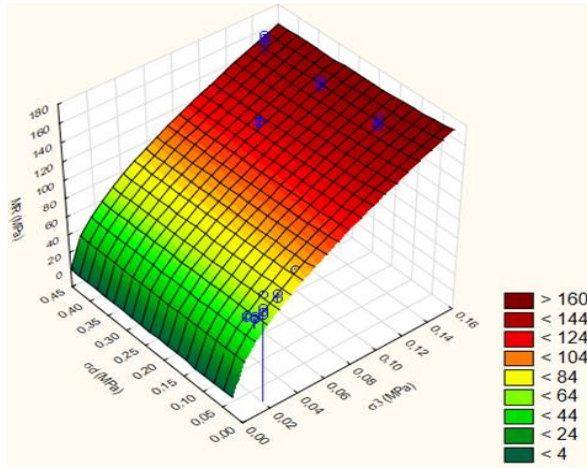
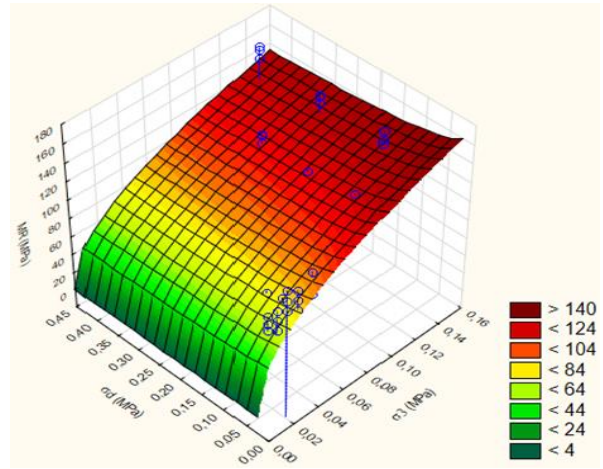


Figura 2.2 – Relações entre M_R e tensões (modelo composto)



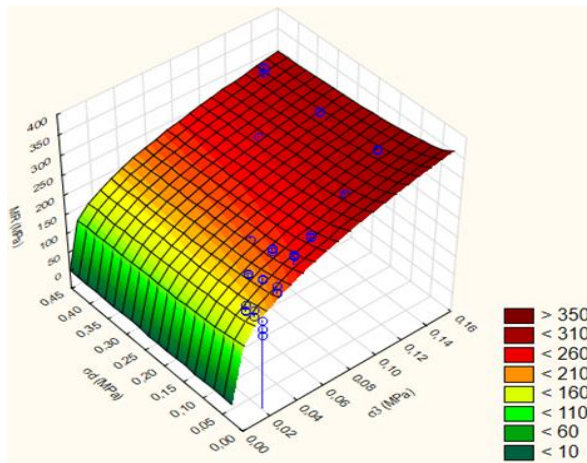
Intermediário (wot)

$$M_R = (425,096) * (\sigma_3^{0,545}) * (\sigma_d^{-0,020})$$



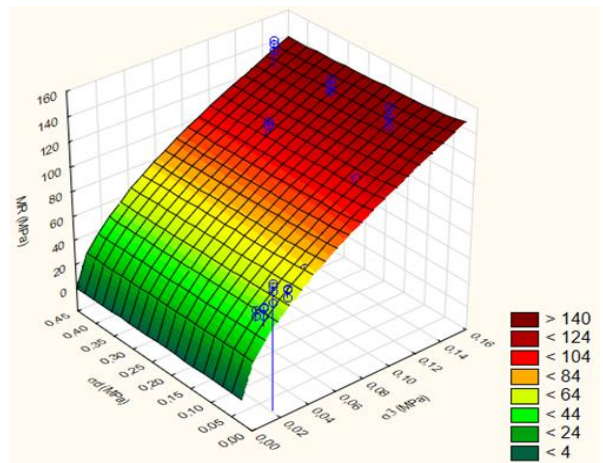
Modificado (wot)

$$M_R = (268,006) * (\sigma_3^{0,409}) * (\sigma_d^{-0,062})$$



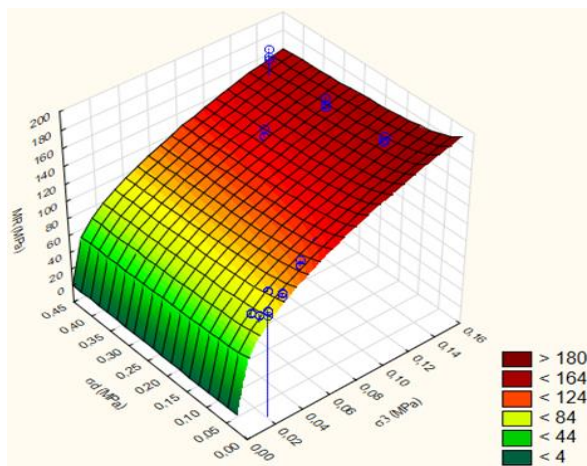
Modificado (m: wot / secagem 2%)

$$M_R = (485,854) * (\sigma_3^{0,304}) * (\sigma_d^{-0,061})$$



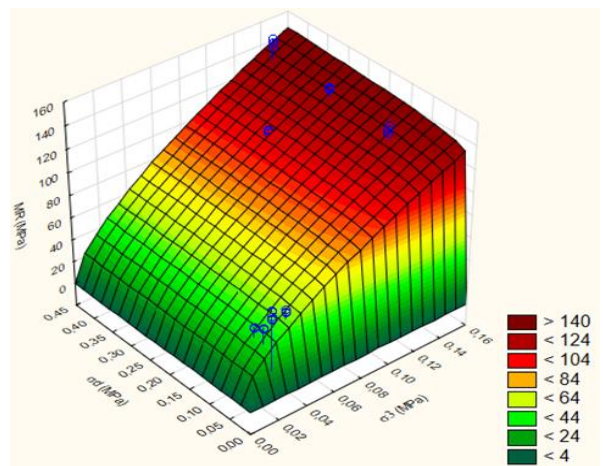
Modificado (m: wot / umedecimento 1%)

$$M_R = (392,293) * (\sigma_3^{0,575}) * (\sigma_d^{-0,015})$$



Modificado (m: wot -2%)

$$M_R = (306,011) * (\sigma_3^{0,383}) * (\sigma_d^{-0,059})$$



Modificado (m: wot +1%)

$$M_R = (477,968) * (\sigma_3^{0,631}) * (\sigma_d^{0,038})$$

APÊNDICE 3 – Mistura M1

Tabela 3.1 – Propriedades de compactação dos CPs da mistura M1 para os ensaios de M_R

| Condição | CP01 | | | CP02 | | | CP03 | | |
|----------------|---------------------------|------------------------------------|------|---------------------------|------------------------------------|------|---------------------------|------------------------------------|------|
| | W _{mold.} (%) | γ_d (g/cm ³) | GC | W _{mold.} (%) | γ_d (g/cm ³) | GC | W _{mold.} (%) | γ_d (g/cm ³) | GC |
| wot PI | 8,81 | 2,045 | 1,00 | 8,80 | 2,046 | 1,00 | 8,77 | 2,056 | 1,00 |
| wot PM | 7,01 | 2,140 | 1,01 | 7,02 | 2,127 | 1,00 | 6,97 | 2,132 | 1,01 |
| wot-2% (sec.) | 6,95 | 2,076 | 0,98 | 6,97 | 2,060 | 0,98 | 6,94 | 2,071 | 0,98 |
| wot+1% (umed.) | 7,05 | 2,110 | 1,00 | 6,96 | 2,125 | 1,01 | 7,04 | 2,110 | 1,00 |
| wot-2% (mold.) | 5,09 | 2,112 | 1,00 | 5,02 | 2,105 | 1,00 | 5,06 | 2,107 | 1,00 |
| wot+1% (mold.) | 8,06 | 2,121 | 1,00 | 7,96 | 2,122 | 1,00 | 8,03 | 2,125 | 1,01 |

Tabela 3.2 – Valores obtidos no ensaio de M_R para a mistura M1 nas energias PI e PM

| σ_3 (MPa) | σ_d (MPa) | Intermediária - w _{ot} | | | Modificada w _{ot} | | |
|---------------------|---------------------|---------------------------------|---------------|---------------|----------------------------|---------------|---------------|
| | | CP01 (MPa) | CP02 (MPa) | CP03 (MPa) | CP01 (MPa) | CP02 (MPa) | CP03 (MPa) |
| 0,020 | 0,020 | 77,50 | 86,33 | 85,12 | 125,37 | 127,59 | 140,82 |
| 0,020 | 0,040 | 71,86 | 83,39 | 77,21 | 111,60 | 110,84 | 120,84 |
| 0,020 | 0,060 | 73,19 | 80,68 | 78,14 | 103,69 | 99,80 | 111,29 |
| 0,035 | 0,035 | 95,82 | 103,36 | 105,23 | 130,38 | 129,42 | 139,10 |
| 0,035 | 0,070 | 96,55 | 104,17 | 103,26 | 120,20 | 116,93 | 128,75 |
| 0,035 | 0,105 | 101,39 | 110,27 | 107,49 | 117,24 | 113,66 | 125,94 |
| 0,053 | 0,050 | 131,30 | 141,96 | 139,03 | 150,16 | 148,30 | 157,00 |
| 0,053 | 0,100 | 130,80 | 143,14 | 144,22 | 143,83 | 145,80 | 149,53 |
| 0,053 | 0,150 | 148,37 | 155,60 | 161,15 | 151,01 | 152,16 | 156,47 |
| 0,070 | 0,070 | 163,77 | 174,50 | 175,02 | 172,75 | 175,40 | 177,82 |
| 0,070 | 0,140 | 173,84 | 182,19 | 187,94 | 169,88 | 178,94 | 175,65 |
| 0,070 | 0,210 | 194,21 | 202,34 | 207,32 | 184,98 | 186,64 | 192,93 |
| 0,105 | 0,105 | 231,25 | 240,75 | 250,45 | 227,38 | 236,24 | 232,77 |
| 0,105 | 0,210 | 245,40 | 253,04 | 259,32 | 243,28 | 248,19 | 248,38 |
| 0,105 | 0,315 | 274,63 | 276,55 | 281,83 | 262,97 | 280,66 | 277,11 |
| 0,140 | 0,140 | 298,32 | 296,15 | 309,57 | 295,64 | 303,36 | 294,25 |
| 0,140 | 0,280 | 325,67 | 329,02 | 333,95 | 319,43 | 334,92 | 238,10 |
| 0,140 | 0,420 | 332,01 | 333,44 | 334,28 | 340,01 | 346,86 | 351,23 |

Tabela 3.3 – Valores obtidos no ensaio de M_R para a mistura M1 na w_{ot} (sec./umed.)

| σ_3 (MPa) | σ_d (MPa) | Wot-2% (secagem) | | | Wot+1% (umedecimento) | | |
|---------------------|---------------------|------------------|--------|--------|-----------------------|--------|--------|
| | | CP01 | CP02 | CP03 | CP01 | CP02 | CP03 |
| 0,020 | 0,020 | 139,15 | 187,03 | 191,11 | 70,87 | 72,30 | 85,51 |
| 0,020 | 0,040 | 157,61 | 195,77 | 197,00 | 67,69 | 64,00 | 80,90 |
| 0,020 | 0,060 | 181,12 | 190,32 | 206,60 | 73,04 | 69,26 | 81,04 |
| 0,035 | 0,035 | 248,48 | 232,08 | 262,37 | 105,03 | 91,80 | 103,00 |
| 0,035 | 0,070 | 261,90 | 241,75 | 276,40 | 85,34 | 89,30 | 104,47 |
| 0,035 | 0,105 | 265,62 | 224,04 | 327,92 | 98,43 | 98,67 | 100,16 |
| 0,053 | 0,050 | 337,70 | 262,30 | 330,25 | 134,35 | 130,96 | 136,53 |
| 0,053 | 0,100 | 326,43 | 265,60 | 339,33 | 132,66 | 135,85 | 141,85 |
| 0,053 | 0,150 | 326,70 | 289,49 | 347,36 | 144,72 | 146,50 | 150,98 |
| 0,070 | 0,070 | 375,04 | 295,40 | 368,46 | 163,99 | 162,97 | 168,41 |
| 0,070 | 0,140 | 362,20 | 298,81 | 389,58 | 169,90 | 173,24 | 175,26 |
| 0,070 | 0,210 | 376,97 | 330,08 | 391,91 | 189,99 | 188,79 | 191,92 |
| 0,105 | 0,105 | 438,67 | 360,23 | 476,50 | 233,91 | 245,20 | 245,78 |
| 0,105 | 0,210 | 453,01 | 389,54 | 482,80 | 258,67 | 264,53 | 251,28 |
| 0,105 | 0,315 | 487,77 | 446,16 | 531,19 | 288,02 | 286,67 | 280,50 |
| 0,140 | 0,140 | 513,37 | 438,11 | 559,82 | 308,61 | 320,37 | 315,85 |
| 0,140 | 0,280 | 548,45 | 504,02 | 610,80 | 342,77 | 350,04 | 336,89 |
| 0,140 | 0,420 | 576,28 | 529,99 | 622,65 | 364,45 | 372,41 | 340,92 |

Tabela 3.4 – Valores obtidos no ensaio de M_R para a Mistura M1 na w_{ot} -2% e w_{ot} +1%

| σ_3 (MPa) | σ_d (MPa) | moldado: wot-2% | | | moldado: wot+1% | | |
|---------------------|---------------------|-----------------|--------|--------|-----------------|--------|--------|
| | | CP01 | CP02 | CP03 | CP01 | CP02 | CP03 |
| 0,020 | 0,020 | 138,43 | 125,86 | 119,68 | 80,32 | 73,73 | 107,09 |
| 0,020 | 0,040 | 130,09 | 118,19 | 122,66 | 71,59 | 67,98 | 89,50 |
| 0,020 | 0,060 | 123,36 | 115,36 | 116,78 | 69,97 | 66,74 | 86,80 |
| 0,035 | 0,035 | 155,36 | 144,08 | 157,88 | 85,59 | 89,86 | 110,05 |
| 0,035 | 0,070 | 145,13 | 140,44 | 136,74 | 81,02 | 79,58 | 101,75 |
| 0,035 | 0,105 | 141,90 | 136,66 | 142,50 | 88,06 | 90,18 | 104,02 |
| 0,053 | 0,050 | 178,12 | 176,07 | 183,61 | 103,89 | 109,77 | 130,91 |
| 0,053 | 0,100 | 172,93 | 171,12 | 173,20 | 107,46 | 116,04 | 133,32 |
| 0,053 | 0,150 | 177,49 | 176,51 | 177,92 | 120,58 | 131,73 | 150,79 |
| 0,070 | 0,070 | 204,41 | 201,59 | 209,55 | 126,33 | 136,28 | 164,31 |
| 0,070 | 0,140 | 196,80 | 198,20 | 208,83 | 136,07 | 150,92 | 174,03 |
| 0,070 | 0,210 | 202,42 | 205,33 | 213,70 | 153,33 | 171,35 | 190,08 |
| 0,105 | 0,105 | 253,30 | 257,06 | 272,48 | 190,62 | 209,47 | 241,36 |
| 0,105 | 0,210 | 256,74 | 260,40 | 260,82 | 222,69 | 226,21 | 225,07 |
| 0,105 | 0,315 | 274,87 | 284,84 | 280,58 | 237,11 | 259,96 | 277,86 |
| 0,140 | 0,140 | 305,62 | 318,66 | 320,98 | 267,23 | 291,95 | 310,18 |
| 0,140 | 0,280 | 322,27 | 332,29 | 329,85 | 289,05 | 315,70 | 332,67 |
| 0,140 | 0,420 | 353,19 | 363,41 | 356,62 | 304,81 | 326,88 | 343,80 |

Figura 3.1 – Relações entre M_R e tensões para a M1 (modelos de Biares e Svenson)

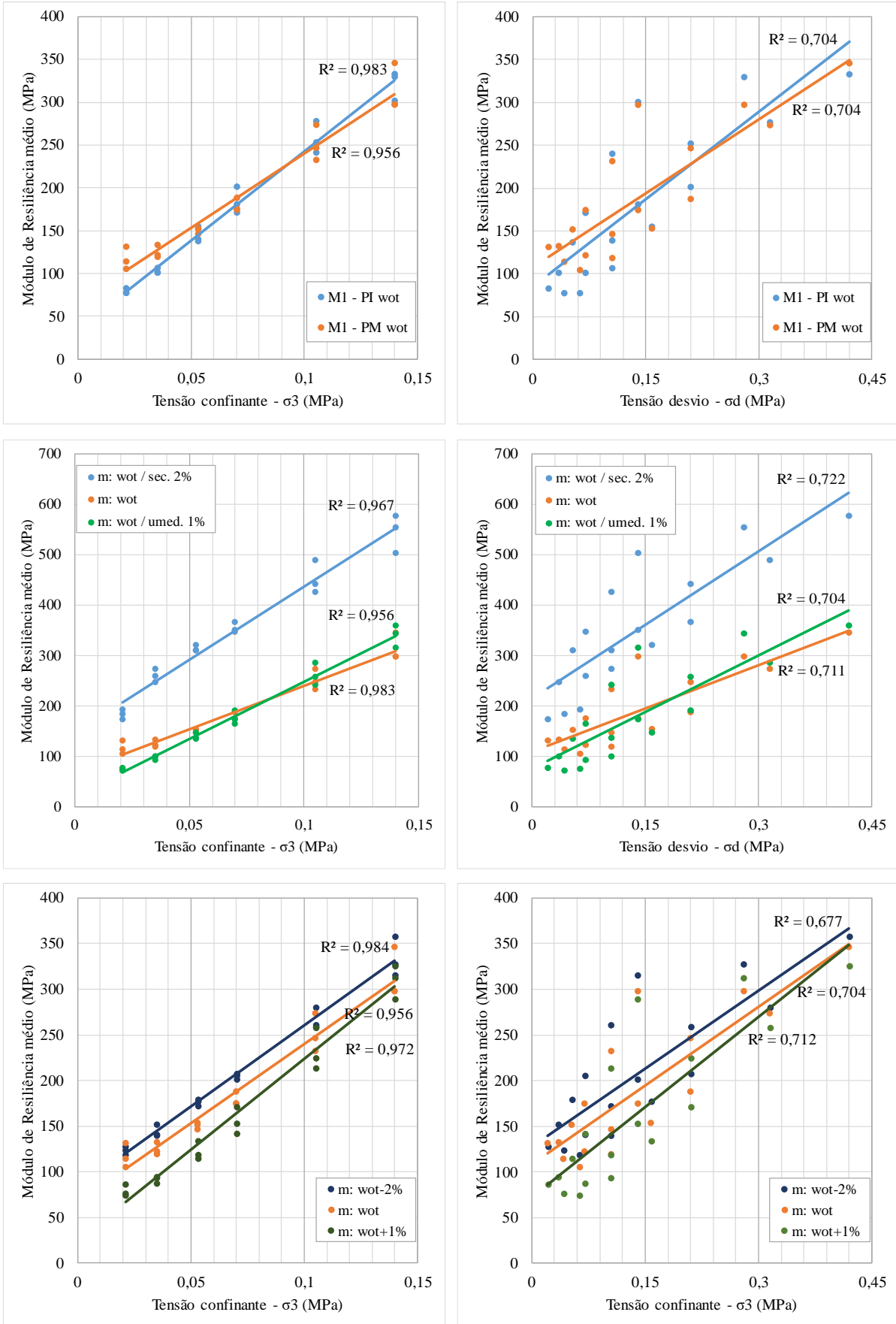
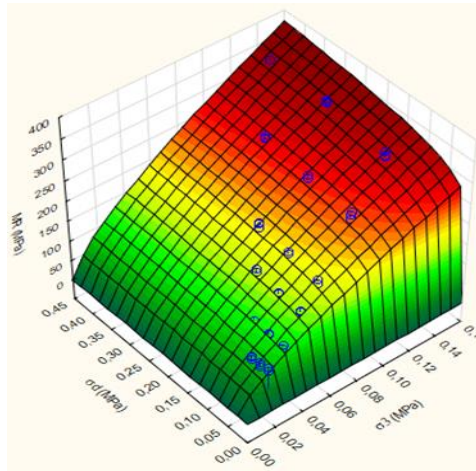
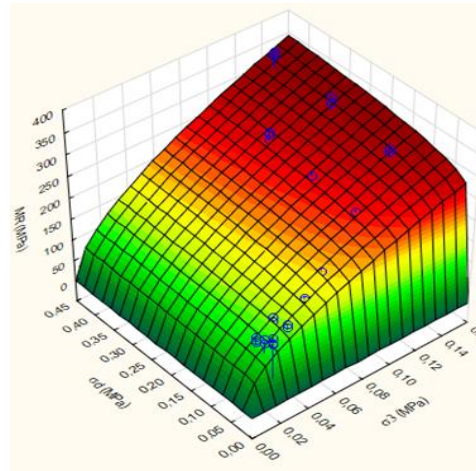


Figura 3.2 – Relações entre M_R e tensões para a M1 (modelo composto)



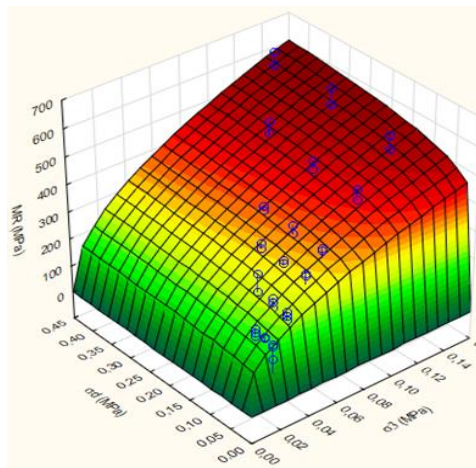
Intermediário (wot)

$$M_R = (1438,81) * (\sigma_3^{0,691}) * (\sigma_d^{0,105})$$



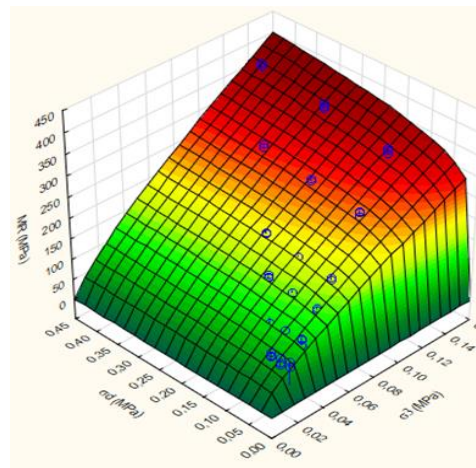
Modificado (wot)

$$M_R = (1010,51) * (\sigma_3^{0,556}) * (\sigma_d^{0,081})$$



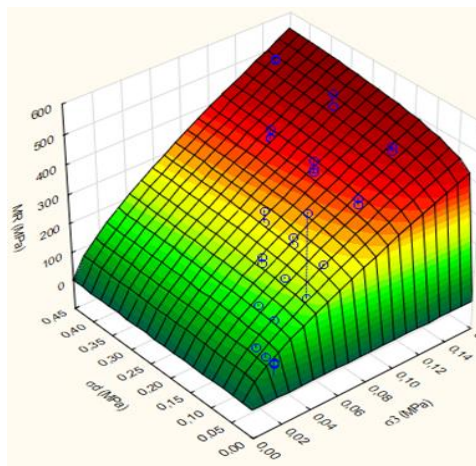
Modificado (m: wot / secagem 2%)

$$M_R = (1525,51) * (\sigma_3^{0,464}) * (\sigma_d^{0,096})$$



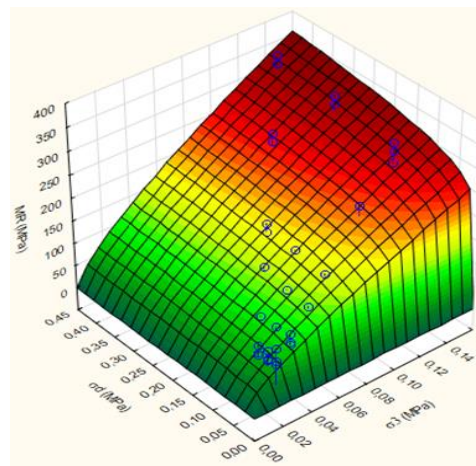
Modificado (m: wot / umedecimento 1%)

$$M_R = (1794,80) * (\sigma_3^{0,770}) * (\sigma_d^{0,118})$$



Modificado (m: wot -2%)

$$M_R = (2139,91) * (\sigma_3^{0,706}) * (\sigma_d^{0,091})$$



Modificado (m: wot +1%)

$$M_R = (1531,37) * (\sigma_3^{0,742}) * (\sigma_d^{0,122})$$

Figura 3.3 – Degradação do agregado após compactação para a M1

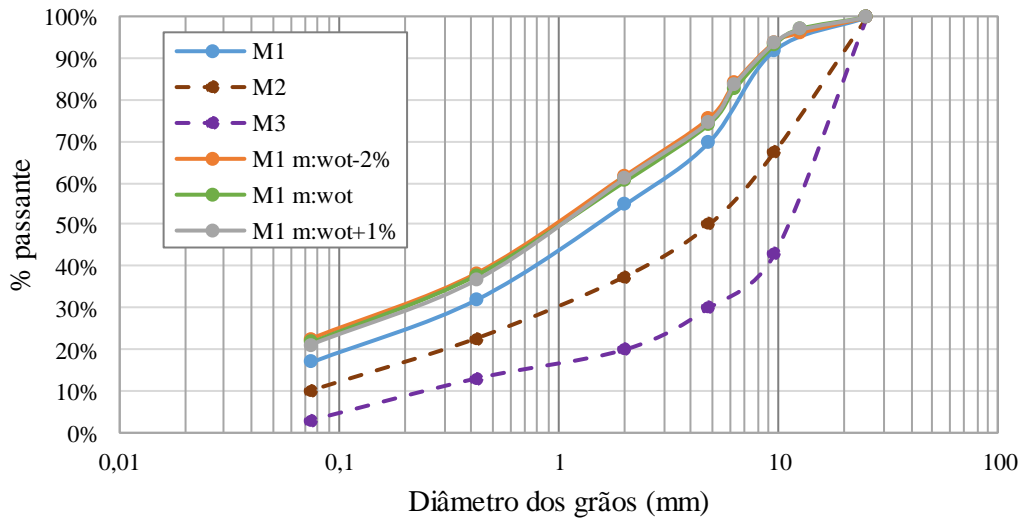


Figura 3.4 – Degradação do agregado após M_R para a M1

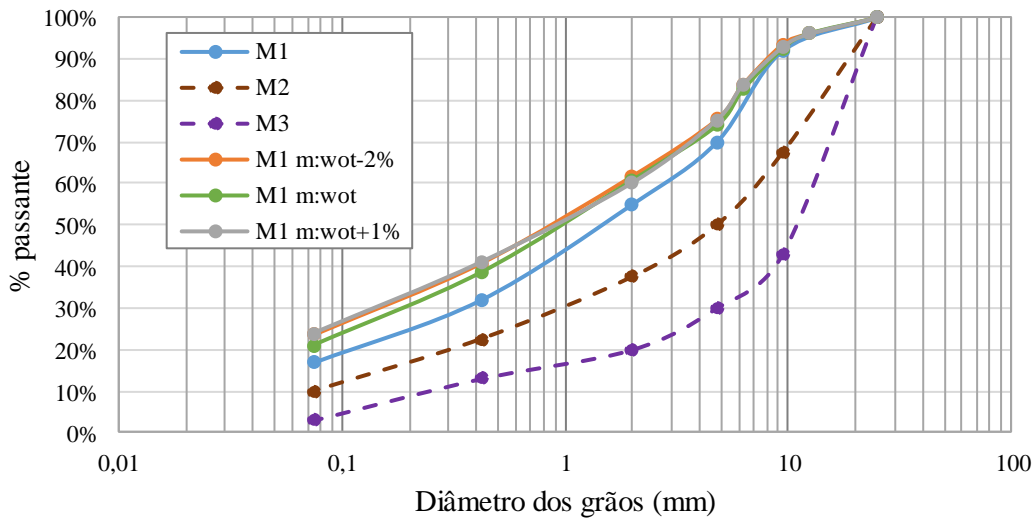
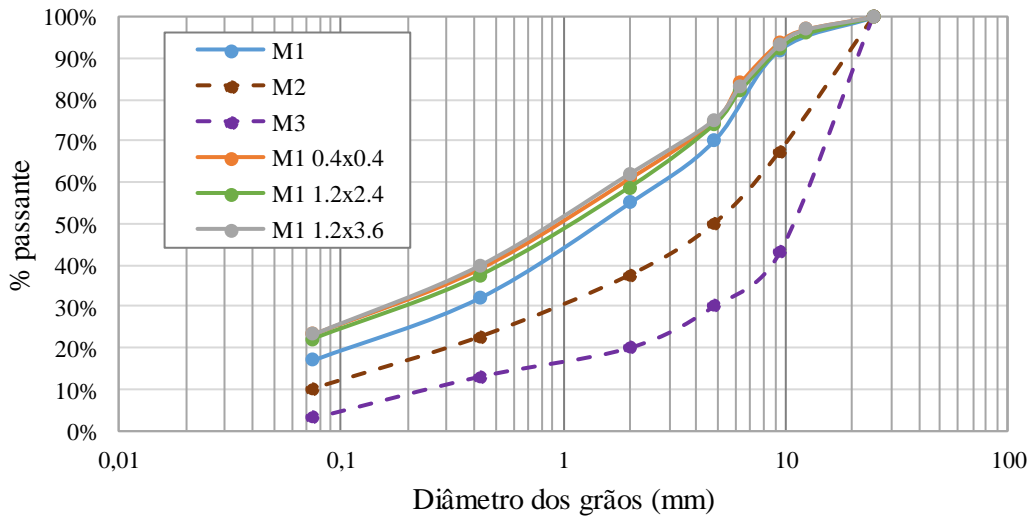


Figura 3.5 – Degradação do agregado após D_P para a M1



APÊNDICE 4 – Mistura M2

Tabela 4.1 – Propriedades de compactação dos CPs da mistura M2 para os ensaios de M_R

| Condição | CP01 | | | CP02 | | | CP03 | | |
|----------------|---------------------------|------------------------------------|------|---------------------------|------------------------------------|------|---------------------------|------------------------------------|------|
| | W _{mold.} (%) | γ_d (g/cm ³) | GC | W _{mold.} (%) | γ_d (g/cm ³) | GC | W _{mold.} (%) | γ_d (g/cm ³) | GC |
| Wot PI | 7,61 | 2,120 | 1,00 | 7,57 | 2,123 | 1,00 | 7,62 | 2,122 | 1,00 |
| Wot PM | 6,00 | 2,206 | 1,00 | 5,95 | 2,192 | 1,00 | 5,92 | 2,204 | 1,00 |
| Wot-2% (sec.) | 6,10 | 2,188 | 1,00 | 5,93 | 2,195 | 1,00 | 6,03 | 2,179 | 0,99 |
| Wot+1% (umed.) | 5,96 | 2,192 | 1,00 | 6,03 | 2,187 | 0,99 | 5,94 | 2,196 | 1,00 |
| Wot-2% (mold.) | 4,16 | 2,172 | 0,99 | 4,04 | 2,176 | 0,99 | 4,18 | 2,162 | 0,98 |
| Wot+1% (mold.) | 7,42 | 2,195 | 1,00 | 7,53 | 2,185 | 0,99 | 7,51 | 2,187 | 1,00 |

Tabela 4.2 – Valores obtidos no ensaio de M_R para a mistura M2 nas energias PI e PM

| σ_3 (MPa) | σ_d (MPa) | Intermediária - Wot | | | Modificada w _{ot} | | |
|---------------------|---------------------|---------------------|---------------|---------------|----------------------------|---------------|---------------|
| | | CP01 (MPa) | CP02 (MPa) | CP03 (MPa) | CP01 (MPa) | CP02 (MPa) | CP03 (MPa) |
| 0,020 | 0,020 | 85,27 | 81,82 | 113,92 | 137,07 | 115,82 | 112,56 |
| 0,020 | 0,040 | 84,16 | 80,28 | 94,99 | 125,96 | 106,85 | 106,09 |
| 0,020 | 0,060 | 95,04 | 87,41 | 112,10 | 124,29 | 110,05 | 107,07 |
| 0,035 | 0,035 | 111,93 | 109,05 | 146,36 | 152,37 | 130,53 | 140,04 |
| 0,035 | 0,070 | 124,60 | 120,44 | 143,65 | 155,75 | 135,80 | 148,49 |
| 0,035 | 0,105 | 134,21 | 127,50 | 141,70 | 166,80 | 144,11 | 150,59 |
| 0,053 | 0,050 | 173,46 | 164,59 | 177,80 | 197,51 | 165,14 | 190,30 |
| 0,053 | 0,100 | 184,36 | 174,00 | 193,40 | 211,72 | 178,64 | 203,11 |
| 0,053 | 0,150 | 209,61 | 199,20 | 207,74 | 235,92 | 204,25 | 220,33 |
| 0,070 | 0,070 | 221,36 | 215,74 | 218,82 | 255,06 | 214,91 | 237,82 |
| 0,070 | 0,140 | 245,19 | 243,09 | 240,15 | 279,10 | 236,31 | 261,43 |
| 0,070 | 0,210 | 267,58 | 269,53 | 276,27 | 299,11 | 260,47 | 291,11 |
| 0,105 | 0,105 | 317,12 | 318,54 | 306,18 | 355,93 | 314,07 | 353,98 |
| 0,105 | 0,210 | 345,44 | 353,78 | 359,30 | 399,66 | 357,83 | 384,29 |
| 0,105 | 0,315 | 368,98 | 372,63 | 384,82 | 424,31 | 382,85 | 423,32 |
| 0,140 | 0,140 | 392,24 | 401,15 | 403,07 | 461,99 | 415,36 | 466,12 |
| 0,140 | 0,280 | 422,51 | 438,49 | 444,61 | 499,95 | 452,30 | 495,03 |
| 0,140 | 0,420 | 419,76 | 436,60 | 453,60 | 512,32 | 467,28 | 516,48 |

Tabela 4.3 – Valores obtidos no ensaio de M_R para a mistura M2 na wot (sec./umed.)

| σ_3 (MPa) | σ_d (MPa) | wot-2% (secagem) | | | wot+1% (umedecimento) | | |
|---------------------|---------------------|------------------|--------|--------|-----------------------|--------|--------|
| | | CP01 | CP02 | CP03 | CP01 | CP02 | CP03 |
| 0,020 | 0,020 | 111,96 | 165,57 | 160,91 | 110,19 | 95,16 | 105,56 |
| 0,020 | 0,040 | 105,69 | 178,66 | 180,22 | 104,96 | 89,19 | 103,33 |
| 0,020 | 0,060 | 142,71 | 187,77 | 193,02 | 106,65 | 97,62 | 112,75 |
| 0,035 | 0,035 | 157,14 | 235,13 | 245,54 | 141,76 | 117,93 | 131,54 |
| 0,035 | 0,070 | 224,26 | 269,74 | 266,21 | 145,93 | 130,83 | 156,31 |
| 0,035 | 0,105 | 227,46 | 270,52 | 283,61 | 154,72 | 140,22 | 164,68 |
| 0,053 | 0,050 | 293,73 | 341,59 | 344,12 | 190,54 | 164,16 | 196,66 |
| 0,053 | 0,100 | 308,37 | 353,88 | 356,47 | 193,72 | 180,19 | 208,21 |
| 0,053 | 0,150 | 332,61 | 370,16 | 370,96 | 213,28 | 199,56 | 226,22 |
| 0,070 | 0,070 | 355,22 | 388,33 | 390,49 | 230,61 | 210,94 | 241,81 |
| 0,070 | 0,140 | 373,73 | 402,72 | 404,28 | 249,08 | 229,93 | 260,96 |
| 0,070 | 0,210 | 412,95 | 436,98 | 429,86 | 269,05 | 252,03 | 287,61 |
| 0,105 | 0,105 | 470,64 | 503,36 | 498,68 | 325,21 | 325,20 | 345,85 |
| 0,105 | 0,210 | 507,24 | 535,58 | 542,44 | 347,71 | 361,98 | 373,43 |
| 0,105 | 0,315 | 555,01 | 576,52 | 593,37 | 374,37 | 392,77 | 405,69 |
| 0,140 | 0,140 | 584,59 | 615,54 | 617,23 | 394,83 | 418,23 | 425,57 |
| 0,140 | 0,280 | 629,22 | 666,94 | 674,48 | 461,89 | 470,80 | 474,40 |
| 0,140 | 0,420 | 656,31 | 677,69 | 688,39 | 545,52 | 499,40 | 493,46 |

Tabela 4.4 – Valores obtidos no ensaio de M_R para a mistura M2 na wot-2% e wot+1%

| σ_3 (MPa) | σ_d (MPa) | moldado: wot-2% | | | moldado: wot+1% | | |
|---------------------|---------------------|-----------------|--------|--------|-----------------|--------|--------|
| | | CP01 | CP02 | CP03 | CP01 | CP02 | CP03 |
| 0,020 | 0,020 | 112,82 | 129,95 | 122,22 | 85,55 | 86,21 | 98,27 |
| 0,020 | 0,040 | 110,89 | 127,35 | 117,53 | 83,03 | 90,24 | 92,52 |
| 0,020 | 0,060 | 116,44 | 128,98 | 120,01 | 88,16 | 96,14 | 95,50 |
| 0,035 | 0,035 | 150,22 | 162,94 | 155,14 | 105,64 | 111,21 | 115,86 |
| 0,035 | 0,070 | 159,03 | 159,05 | 163,16 | 118,78 | 125,66 | 118,68 |
| 0,035 | 0,105 | 161,41 | 164,26 | 158,32 | 128,68 | 139,84 | 127,45 |
| 0,053 | 0,050 | 202,51 | 207,58 | 196,40 | 145,25 | 155,70 | 146,84 |
| 0,053 | 0,100 | 207,02 | 205,83 | 198,24 | 163,87 | 176,41 | 158,30 |
| 0,053 | 0,150 | 222,60 | 220,93 | 212,45 | 185,60 | 198,33 | 174,96 |
| 0,070 | 0,070 | 239,39 | 242,08 | 230,60 | 181,32 | 195,20 | 178,24 |
| 0,070 | 0,140 | 261,41 | 242,42 | 239,77 | 205,32 | 219,23 | 202,56 |
| 0,070 | 0,210 | 279,15 | 260,93 | 255,22 | 228,62 | 251,55 | 217,63 |
| 0,105 | 0,105 | 346,09 | 319,99 | 316,94 | 262,29 | 283,80 | 262,73 |
| 0,105 | 0,210 | 351,85 | 338,26 | 331,40 | 296,94 | 312,23 | 291,41 |
| 0,105 | 0,315 | 387,15 | 364,51 | 367,06 | 323,83 | 351,45 | 295,34 |
| 0,140 | 0,140 | 425,97 | 409,29 | 395,16 | 325,48 | 351,69 | 313,16 |
| 0,140 | 0,280 | 459,30 | 441,42 | 422,72 | 366,89 | 392,95 | 372,57 |
| 0,140 | 0,420 | 484,55 | 474,51 | 460,55 | 395,67 | 421,24 | 431,97 |

Figura 4.1 – Relações entre M_R e tensões para a M2 (modelos de Biares e Svenson)

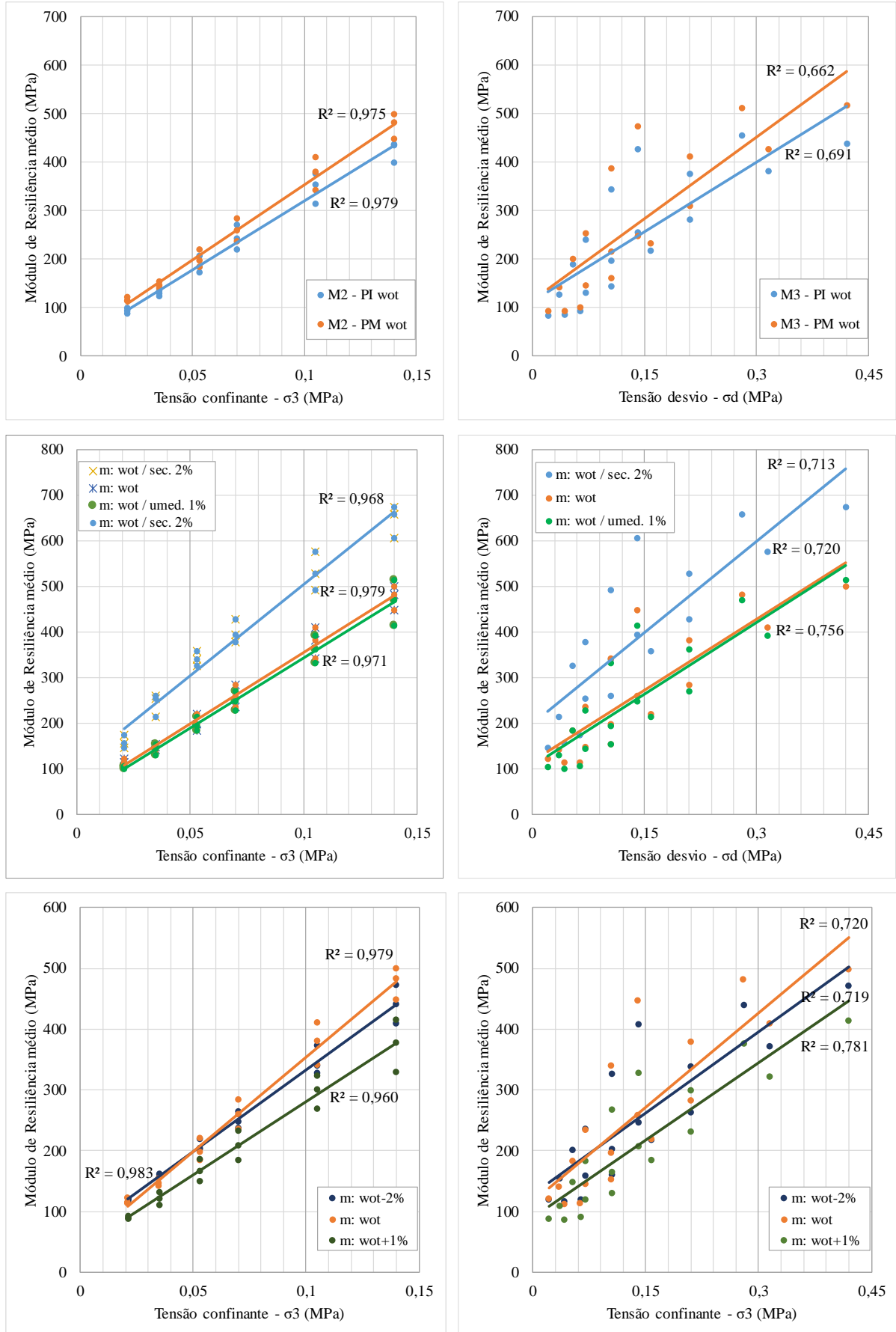
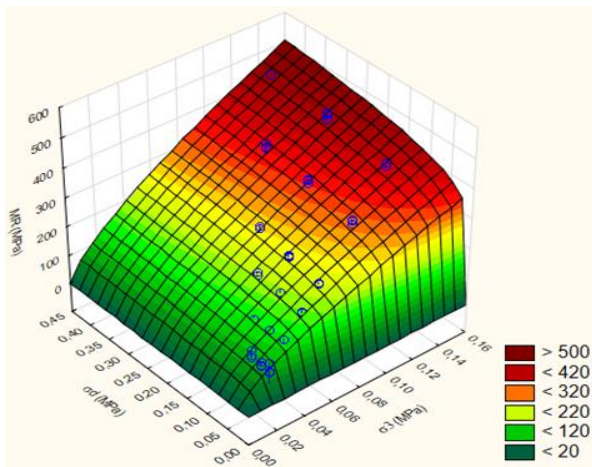
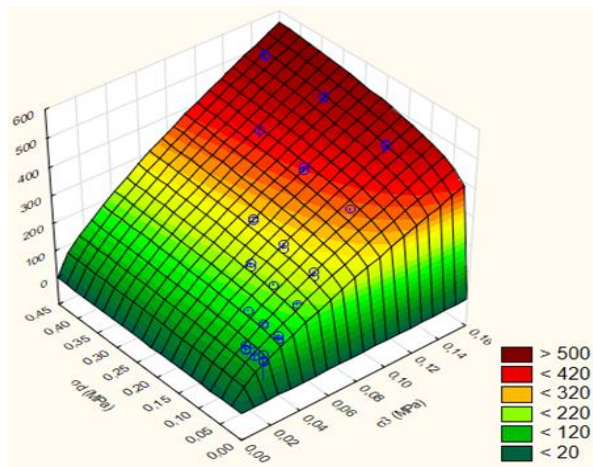


Figura 4.2 – Relações entre M_R e tensões para a M2 (modelo composto)



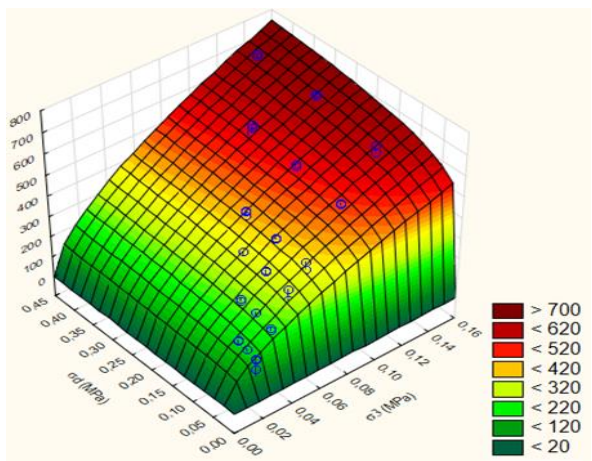
Intermediário (wot)

$$M_R = (2031,970) * (\sigma_3^{0,703}) * (\sigma_d^{0,128})$$



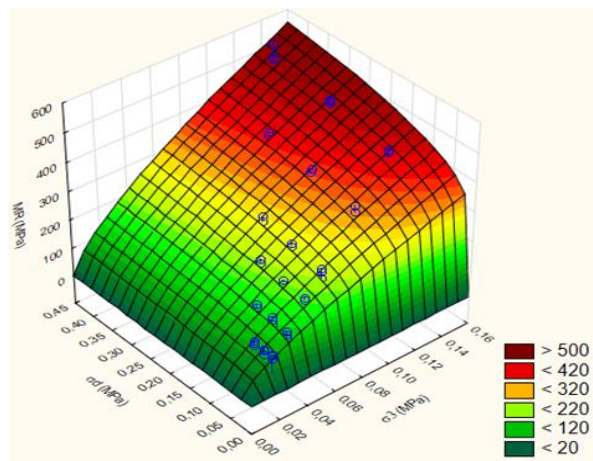
Modificado (wot)

$$M_R = (2256,44) * (\sigma_3^{0,706}) * (\sigma_d^{0,127})$$



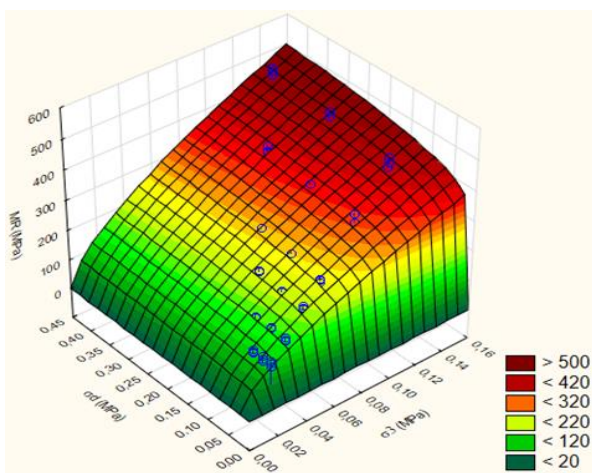
Modificado (m: wot / secagem 2%)

$$M_R = (2416,59) * (\sigma_3^{0,588}) * (\sigma_d^{0,116})$$



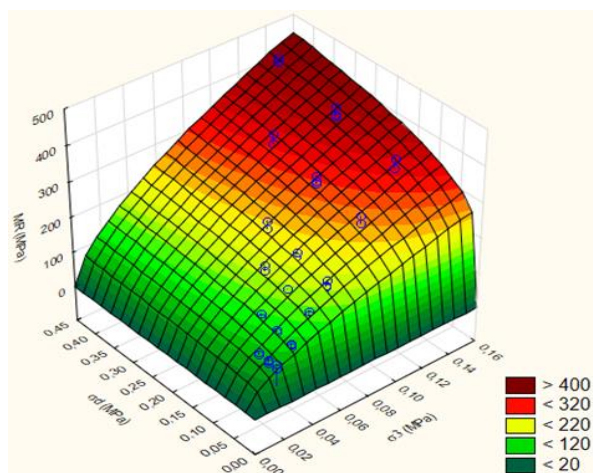
Modificado (m: wot / umedecimento 1%)

$$M_R = (2239,85) * (\sigma_3^{0,689}) * (\sigma_d^{0,166})$$



Modificado (m: wot -2%)

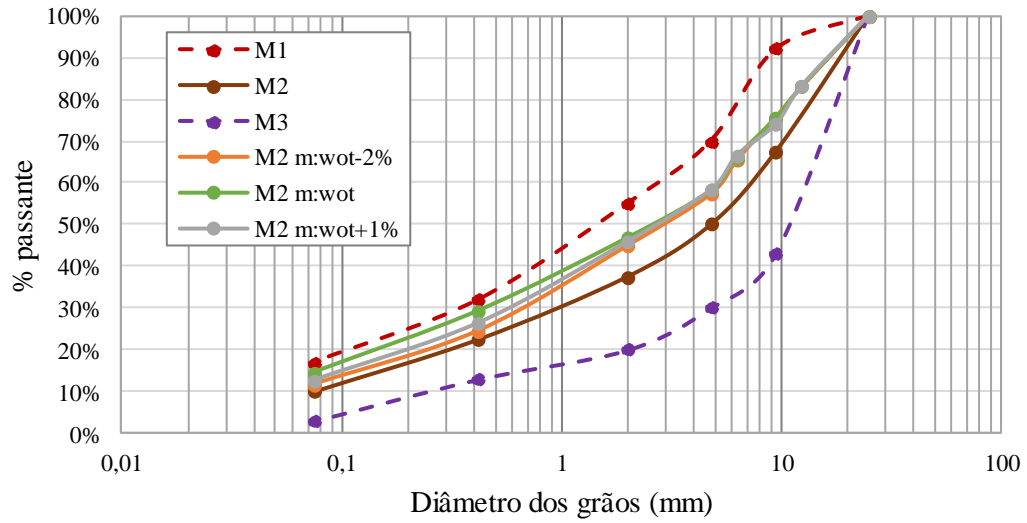
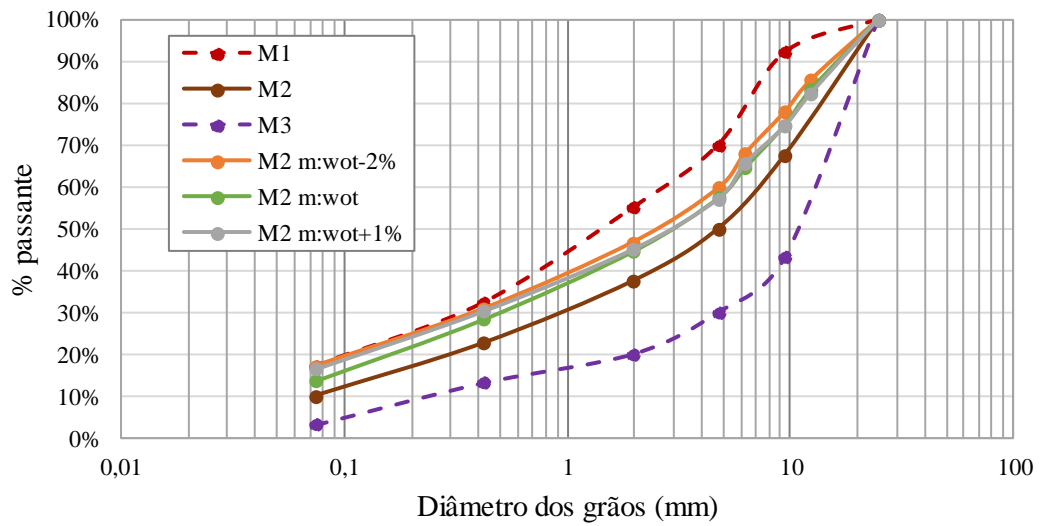
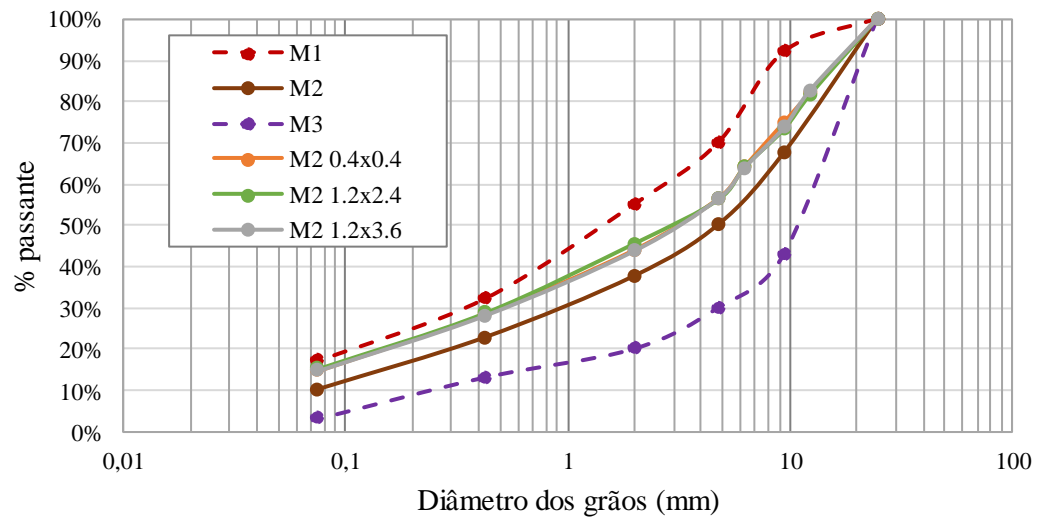
$$M_R = (1730,28) * (\sigma_3^{0,630}) * (\sigma_d^{0,106})$$



Modificado (m: wot +1%)

$$M_R = (1612,41) * (\sigma_3^{0,613}) * (\sigma_d^{0,191})$$

Figura 4.3 – Degradação do agregado após compactação para a M2

Figura 4.4 – Degradação do agregado após M_R para a M2Figura 4.5 – Degradação do agregado após D_P para a M2

APÊNDICE 5 – Mistura M3

Tabela 5.1 – Propriedades de compactação dos CPs da mistura M3 para os ensaios de M_R

| Condição | CP01 | | | CP02 | | | CP03 | | |
|----------------|---------------------------|------------------------------------|------|---------------------------|------------------------------------|------|---------------------------|------------------------------------|------|
| | W _{mold.} (%) | γ_d (g/cm ³) | GC | W _{mold.} (%) | γ_d (g/cm ³) | GC | W _{mold.} (%) | γ_d (g/cm ³) | GC |
| wot PI | 7,45 | 2,081 | 1,00 | 7,32 | 2,078 | 1,00 | 7,40 | 2,093 | 1,00 |
| wot PM | 5,56 | 2,191 | 1,00 | 5,46 | 2,199 | 1,00 | 5,66 | 2,193 | 1,00 |
| wot-2% (sec.) | 6,32 | 2,192 | 0,99 | 6,76 | 2,161 | 0,98 | 6,66 | 2,184 | 0,99 |
| wot+1% (umed.) | 6,73 | 2,181 | 0,99 | 6,35 | 2,198 | 1,00 | 6,55 | 2,187 | 1,00 |
| wot-2% (mold.) | 4,57 | 2,189 | 1,00 | 4,63 | 2,175 | 0,99 | 4,53 | 2,173 | 0,99 |
| wot+1% (mold.) | 7,60 | 2,206 | 1,00 | 7,62 | 2,202 | 1,00 | 7,58 | 2,195 | 1,00 |

Tabela 5.2 – Valores obtidos no ensaio de M_R para a mistura M3 nas energias PI e PM

| σ_3 (MPa) | σ_d (MPa) | Intermediária - w _{ot} | | | Modificada w _{ot} | | |
|---------------------|---------------------|---------------------------------|---------------|---------------|----------------------------|---------------|---------------|
| | | CP01 (MPa) | CP02 (MPa) | CP03 (MPa) | CP01 (MPa) | CP02 (MPa) | CP03 (MPa) |
| 0,020 | 0,020 | 82,20 | 81,69 | 85,89 | 88,19 | 94,66 | 93,95 |
| 0,020 | 0,040 | 82,94 | 85,65 | 85,01 | 90,75 | 94,91 | 92,99 |
| 0,020 | 0,060 | 92,45 | 92,71 | 91,13 | 96,71 | 103,12 | 101,45 |
| 0,035 | 0,035 | 131,94 | 117,50 | 130,05 | 141,40 | 141,41 | 142,26 |
| 0,035 | 0,070 | 138,62 | 121,38 | 128,35 | 142,20 | 150,39 | 143,83 |
| 0,035 | 0,105 | 147,77 | 141,51 | 140,93 | 156,70 | 161,42 | 163,51 |
| 0,053 | 0,050 | 199,55 | 181,17 | 183,32 | 202,91 | 201,68 | 192,16 |
| 0,053 | 0,100 | 203,46 | 194,06 | 189,27 | 213,75 | 218,17 | 211,34 |
| 0,053 | 0,150 | 221,86 | 215,69 | 211,40 | 229,25 | 241,48 | 226,26 |
| 0,070 | 0,070 | 258,05 | 231,55 | 228,43 | 245,28 | 268,18 | 244,07 |
| 0,070 | 0,140 | 267,23 | 250,14 | 245,99 | 268,04 | 195,57 | 274,98 |
| 0,070 | 0,210 | 289,49 | 275,03 | 276,33 | 318,59 | 318,23 | 292,65 |
| 0,105 | 0,105 | 348,93 | 329,34 | 352,03 | 381,80 | 406,69 | 371,83 |
| 0,105 | 0,210 | 371,51 | 361,29 | 391,32 | 405,69 | 433,15 | 394,99 |
| 0,105 | 0,315 | 374,21 | 375,37 | 395,12 | 425,62 | 439,84 | 413,07 |
| 0,140 | 0,140 | 410,30 | 412,50 | 455,85 | 474,68 | 489,29 | 453,49 |
| 0,140 | 0,280 | 448,05 | 440,93 | 476,62 | 504,60 | 535,54 | 492,03 |
| 0,140 | 0,420 | 430,22 | 447,30 | 437,22 | 519,46 | 523,35 | 509,27 |

Tabela 5.3 – Valores obtidos no ensaio de M_R para a mistura M3 na w_{ot} (sec./umed.)

| σ_3 (MPa) | σ_d (MPa) | Wot-2% (secagem) | | | Wot+1% (umedecimento) | | |
|---------------------|---------------------|------------------|--------|--------|-----------------------|--------|--------|
| | | CP01 | CP02 | CP03 | CP01 | CP02 | CP03 |
| 0,020 | 0,020 | 122,37 | 114,83 | 101,09 | 89,59 | 93,92 | 84,73 |
| 0,020 | 0,040 | 128,99 | 134,01 | 111,09 | 91,57 | 91,53 | 91,07 |
| 0,020 | 0,060 | 140,62 | 148,21 | 120,06 | 100,14 | 100,62 | 102,18 |
| 0,035 | 0,035 | 178,92 | 193,25 | 159,26 | 138,41 | 123,27 | 129,58 |
| 0,035 | 0,070 | 191,37 | 199,93 | 172,45 | 143,83 | 139,48 | 154,70 |
| 0,035 | 0,105 | 208,36 | 227,85 | 178,38 | 147,26 | 151,76 | 171,43 |
| 0,053 | 0,050 | 264,02 | 266,58 | 216,72 | 487,17 | 178,56 | 205,53 |
| 0,053 | 0,100 | 292,11 | 300,65 | 238,23 | 208,62 | 201,16 | 223,27 |
| 0,053 | 0,150 | 325,10 | 322,09 | 252,81 | 222,21 | 216,54 | 243,78 |
| 0,070 | 0,070 | 332,91 | 315,40 | 261,20 | 225,04 | 225,92 | 262,76 |
| 0,070 | 0,140 | 358,83 | 358,83 | 293,66 | 265,26 | 254,16 | 291,52 |
| 0,070 | 0,210 | 398,80 | 378,33 | 323,26 | 272,43 | 274,42 | 313,33 |
| 0,105 | 0,105 | 485,57 | 461,15 | 271,64 | 356,81 | 334,25 | 377,03 |
| 0,105 | 0,210 | 530,92 | 503,35 | 419,96 | 382,43 | 371,55 | 409,68 |
| 0,105 | 0,315 | 575,01 | 564,45 | 467,41 | 396,85 | 391,72 | 424,46 |
| 0,140 | 0,140 | 610,88 | 591,07 | 489,33 | 432,02 | 408,72 | 447,10 |
| 0,140 | 0,280 | 664,48 | 665,41 | 560,98 | 460,40 | 456,45 | 505,33 |
| 0,140 | 0,420 | 675,27 | 669,70 | 574,29 | 504,00 | 468,64 | 502,36 |

Tabela 5.4 – Valores obtidos no ensaio de M_R para a Mistura M3 na w_{ot} -2% e w_{ot} +1%

| σ_3 (MPa) | σ_d (MPa) | moldado: wot-2% | | | moldado: wot+1% | | |
|---------------------|---------------------|-----------------|--------|--------|-----------------|--------|--------|
| | | CP01 | CP02 | CP03 | CP01 | CP02 | CP03 |
| 0,020 | 0,020 | 92,02 | 92,69 | 99,35 | 105,19 | 99,35 | 96,77 |
| 0,020 | 0,040 | 94,40 | 93,82 | 98,80 | 110,66 | 102,69 | 102,09 |
| 0,020 | 0,060 | 104,41 | 103,31 | 107,37 | 115,20 | 97,83 | 108,64 |
| 0,035 | 0,035 | 133,08 | 140,40 | 136,45 | 140,54 | 133,91 | 129,97 |
| 0,035 | 0,070 | 142,72 | 147,16 | 142,86 | 142,79 | 138,11 | 142,26 |
| 0,035 | 0,105 | 155,45 | 158,91 | 155,03 | 155,14 | 143,77 | 156,66 |
| 0,053 | 0,050 | 202,63 | 204,94 | 193,38 | 185,27 | 184,00 | 177,56 |
| 0,053 | 0,100 | 221,68 | 217,70 | 210,46 | 204,40 | 202,15 | 201,19 |
| 0,053 | 0,150 | 241,07 | 235,48 | 235,70 | 227,01 | 221,75 | 228,04 |
| 0,070 | 0,070 | 257,08 | 254,70 | 254,64 | 238,31 | 234,16 | 229,52 |
| 0,070 | 0,140 | 282,59 | 278,51 | 290,82 | 266,42 | 254,78 | 255,91 |
| 0,070 | 0,210 | 305,03 | 307,08 | 313,27 | 295,04 | 284,58 | 294,47 |
| 0,105 | 0,105 | 370,18 | 363,42 | 383,26 | 357,72 | 332,91 | 339,96 |
| 0,105 | 0,210 | 406,06 | 392,49 | 411,31 | 374,80 | 360,79 | 378,87 |
| 0,105 | 0,315 | 449,75 | 430,06 | 447,96 | 403,13 | 375,74 | 404,53 |
| 0,140 | 0,140 | 478,85 | 468,53 | 476,00 | 422,87 | 393,60 | 417,60 |
| 0,140 | 0,280 | 529,07 | 514,90 | 544,15 | 459,17 | 429,29 | 473,26 |
| 0,140 | 0,420 | 563,91 | 519,48 | 565,07 | 466,23 | 441,91 | 494,30 |

Figura 5.1 – Relações entre M_R e tensões para a M3 (modelos de Biares e Svenson)

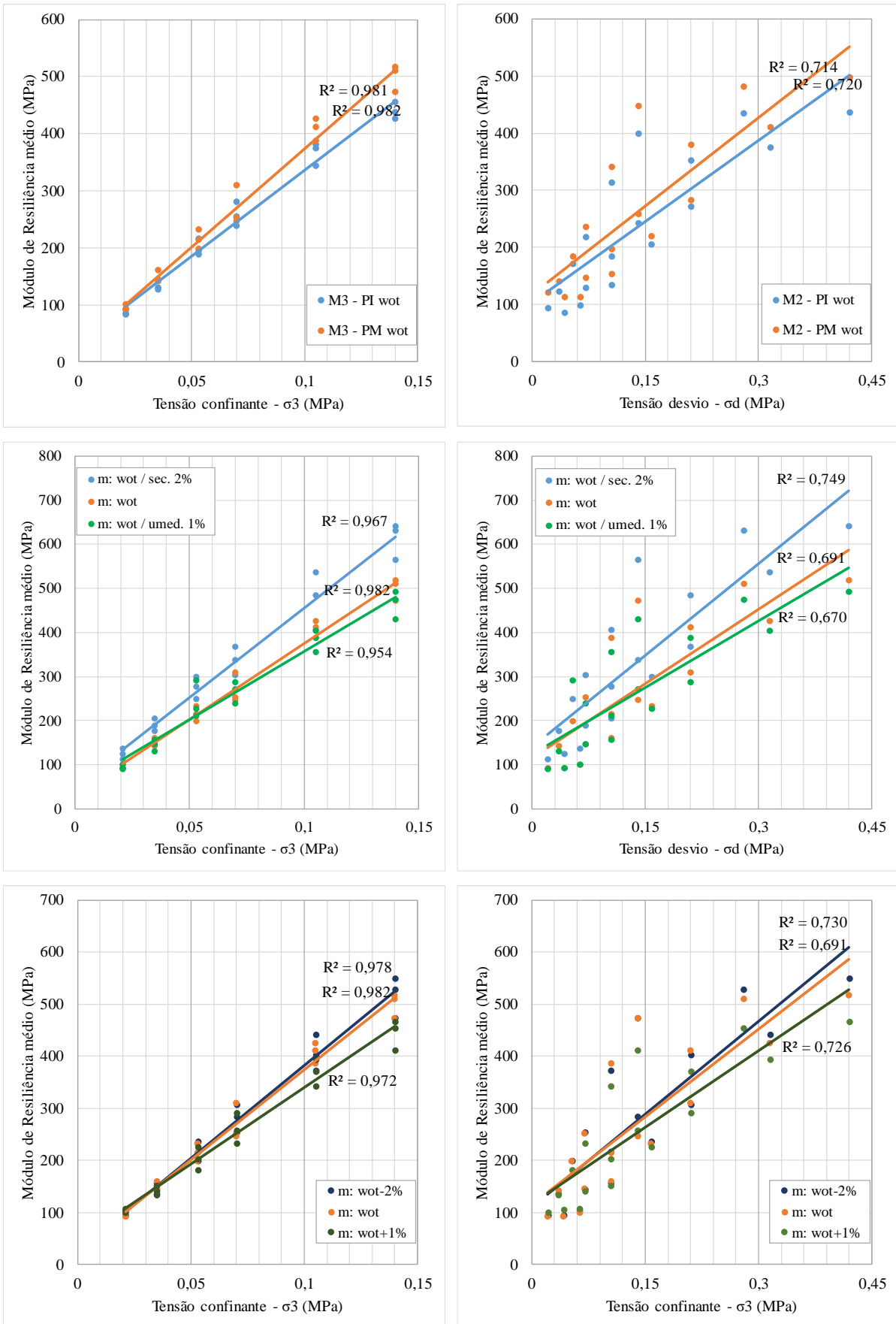
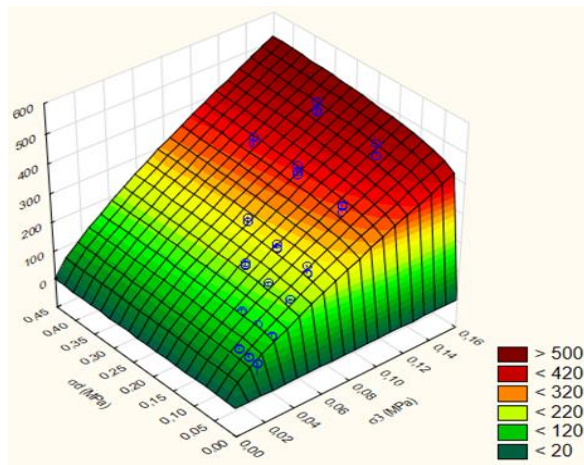
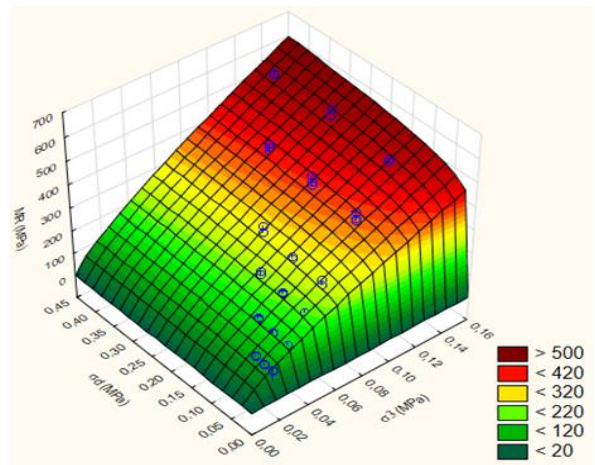


Figura 5.2 – Relações entre M_R e tensões para a M3 (modelo composto)



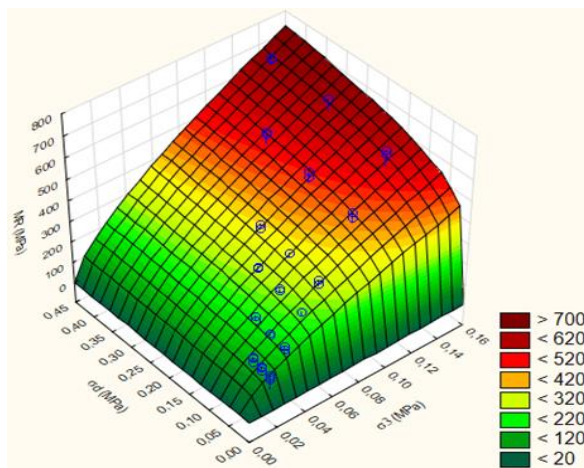
Intermediário (w_{ot})

$$M_R = (2221,56) * (\sigma_3^{0,759}) * (\sigma_d^{0,078})$$



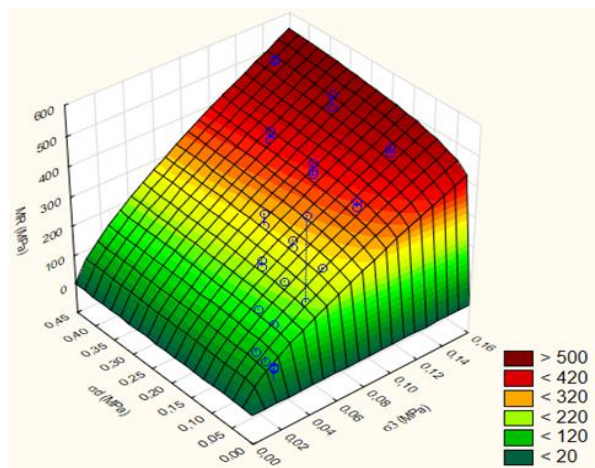
Modificado (w_{ot})

$$M_R = (2675,77) * (\sigma_3^{0,775}) * (\sigma_d^{0,103})$$



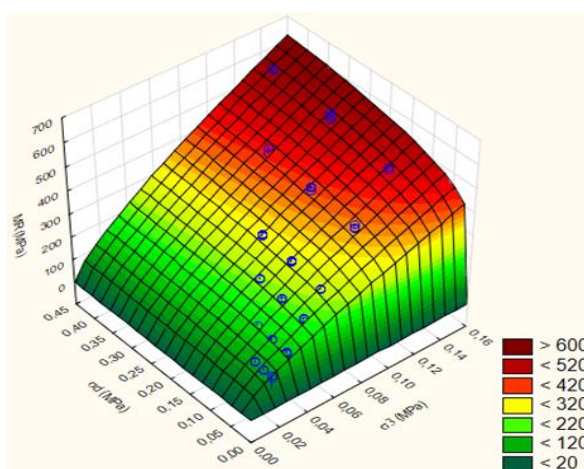
Modificado (m: w_{ot} / secagem 2%)

$$M_R = (2850,54) * (\sigma_3^{0,670}) * (\sigma_d^{0,167})$$



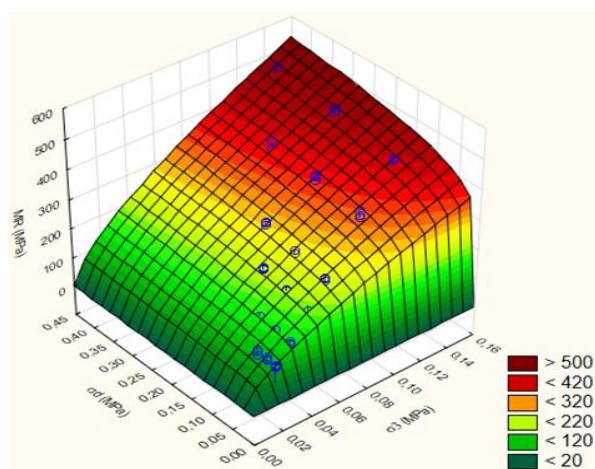
Modificado (m: w_{ot} / umedecimento 1%)

$$M_R = (2139,91) * (\sigma_3^{0,706}) * (\sigma_d^{0,091})$$



Modificado (m: w_{ot} -2%)

$$M_R = (2743,30) * (\sigma_3^{0,745}) * (\sigma_d^{0,146})$$



Modificado (m: w_{ot} +1%)

$$M_R = (1980,48) * (\sigma_3^{0,659}) * (\sigma_d^{0,136})$$

Figura 5.3 – Degradação do agregado após compactação para a M3

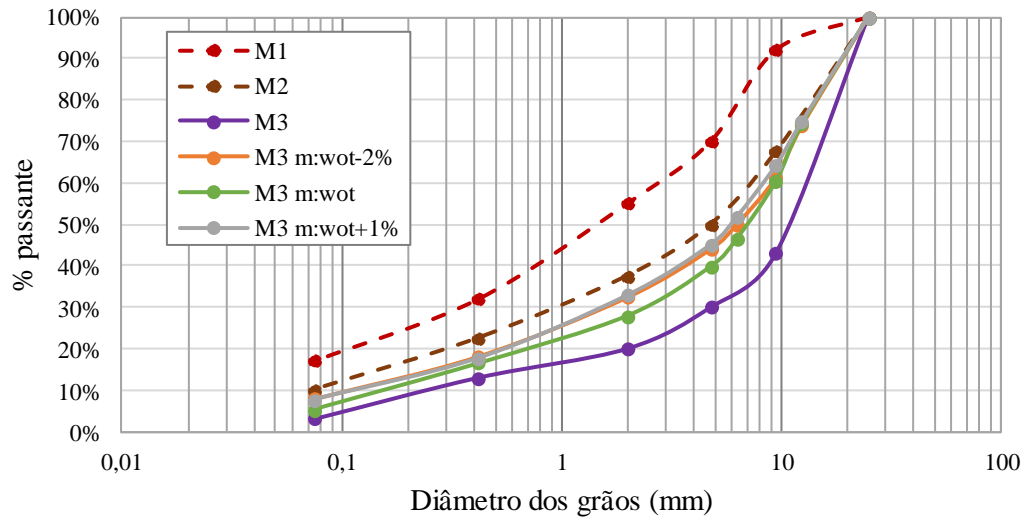


Figura 5.4 – Degradação do agregado após M_R para a M3

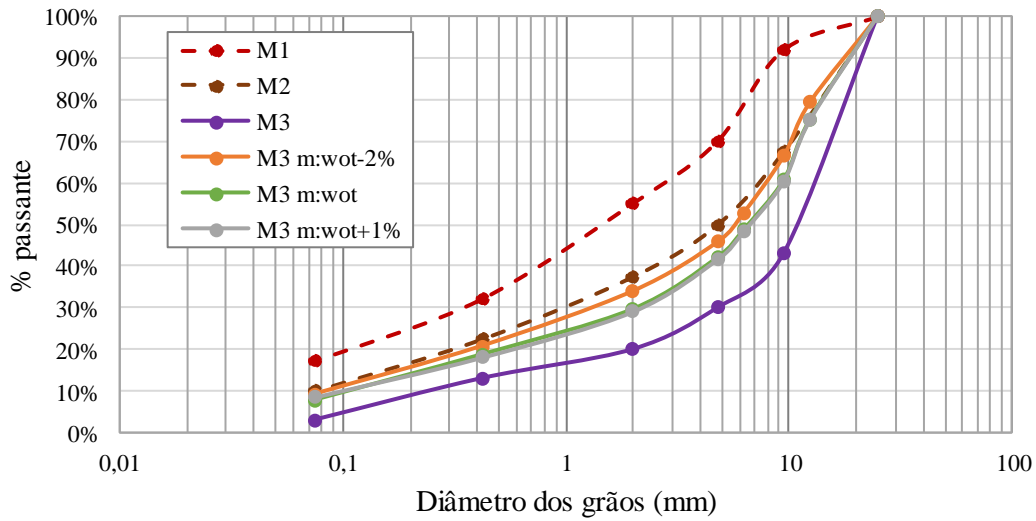
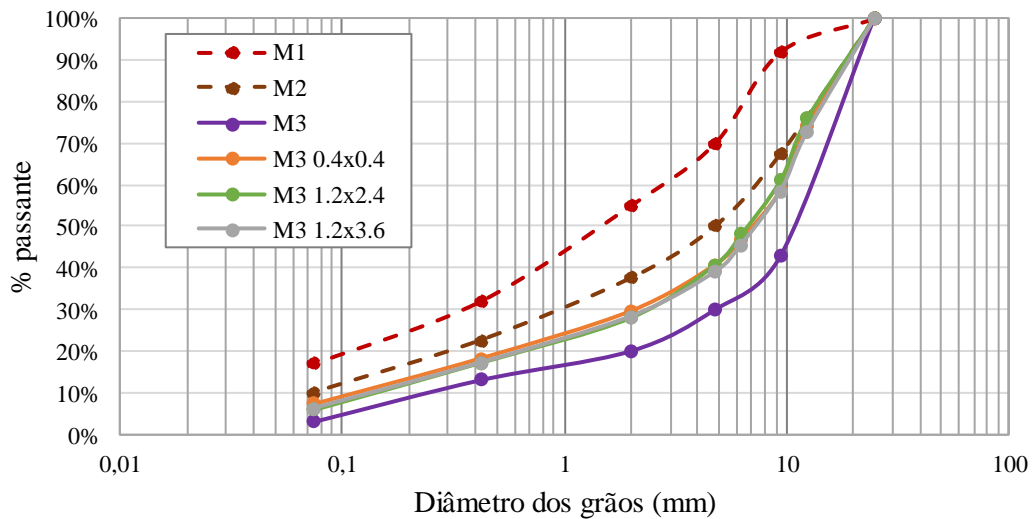


Figura 5.5 – Degradação do agregado após D_P para a M3



APÊNDICE 6 – Deformação permanente

Tabela 6.1 – Propriedades de compactação dos CPs de solo para os ensaios de D_P

| CP | Pares de tensão (kPa) | W _{mold.} (%) | γ _d (g/cm ³) | GC | γ _d pós D _P (g/cm ³) | GC pós DP |
|------|--------------------------|---------------------------|--|-------|---|--------------|
| CP01 | 40x40 | 11,37 | 1,905 | 0,997 | 1,907 | 0,998 |
| CP02 | 40x120 | 11,38 | 1,900 | 0,995 | 1,911 | 1,000 |
| CP03 | 80x80 | 11,49 | 1,912 | 1,001 | 1,918 | 1,004 |
| CP04 | 80x240 | 11,31 | 1,900 | 0,995 | 1,918 | 1,004 |
| CP05 | 120x240 | 11,60 | 1,926 | 1,008 | 1,945 | 1,018 |
| CP06 | 120x360 | 11,42 | 1,901 | 0,994 | 1,921 | 1,006 |

Tabela 6.2 – Valores obtidos no ensaio de M_R pós D_P para o solo

| σ ₃ (MPa) | σ _d (MPa) | CP01 (MPa) | CP02 (MPa) | CP03 (MPa) | CP04 (MPa) | CP05 (MPa) | CP06 (MPa) |
|-------------------------|-------------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| 0,020 | 0,020 | 101,17 | 92,40 | 105,43 | 99,13 | 85,79 | 99,48 |
| 0,020 | 0,040 | 86,28 | 78,55 | 85,93 | 76,22 | 64,96 | 88,10 |
| 0,020 | 0,060 | 80,86 | 63,76 | 78,74 | 69,98 | 59,45 | 85,25 |
| 0,035 | 0,035 | 104,75 | 90,00 | 95,44 | 83,80 | 73,05 | 103,82 |
| 0,035 | 0,070 | 92,22 | 72,12 | 89,10 | 74,20 | 62,67 | 93,51 |
| 0,035 | 0,105 | 85,72 | 69,28 | 85,46 | 69,68 | 60,25 | 83,74 |
| 0,053 | 0,050 | 114,35 | 87,91 | 110,67 | 90,92 | 73,95 | 111,82 |
| 0,053 | 0,100 | 100,47 | 81,98 | 100,93 | 79,38 | 65,99 | 93,01 |
| 0,053 | 0,150 | 97,56 | 84,77 | 103,14 | 82,38 | 69,60 | 87,01 |
| 0,070 | 0,070 | 119,99 | 94,00 | 122,67 | 98,37 | 77,86 | 112,41 |
| 0,070 | 0,140 | 109,03 | 91,47 | 112,86 | 89,59 | 74,28 | 93,33 |
| 0,070 | 0,210 | 112,25 | 100,08 | 117,54 | 99,76 | 83,91 | 95,12 |
| 0,105 | 0,105 | 146,96 | 128,60 | 152,89 | 123,29 | 90,39 | 116,46 |
| 0,105 | 0,210 | 140,57 | 126,79 | 147,37 | 123,33 | 99,12 | 106,28 |
| 0,105 | 0,315 | 146,76 | 135,03 | 154,58 | 146,49 | 120,77 | 118,37 |
| 0,140 | 0,140 | 174,45 | 160,08 | 183,78 | 166,73 | 116,09 | 130,38 |
| 0,140 | 0,280 | 172,91 | 160,38 | 182,04 | 180,83 | 137,08 | 128,62 |
| 0,140 | 0,420 | 182,08 | 170,21 | 191,06 | 205,12 | 161,38 | 154,36 |

Tabela 6.3 – Propriedades de compactação dos CPs da M1 para os ensaios de D_P

| CP | Pares de tensão (kPa) | W _{mold.} (%) | γ _d (g/cm ³) | GC | γ _d pós D _P (g/cm ³) | GC pós DP |
|------|--------------------------|---------------------------|--|-------|---|--------------|
| CP01 | 40x40 | 7,14 | 2,122 | 1,004 | 2,128 | 1,007 |
| CP02 | 40x120 | 7,07 | 2,110 | 0,998 | 2,119 | 1,002 |
| CP03 | 80x80 | 7,21 | 2,113 | 1,000 | 2,119 | 1,002 |
| CP04 | 80x240 | 7,18 | 2,119 | 1,002 | 2,130 | 1,007 |
| CP05 | 120x240 | 7,11 | 2,114 | 1,000 | 2,128 | 1,006 |
| CP06 | 120x360 | 7,23 | 2,142 | 1,013 | 2,159 | 1,021 |

Tabela 6.4 – Valores obtidos no ensaio de M_R pós D_P para a M1

| σ ₃ (MPa) | σ _d (MPa) | CP01 (MPa) | CP02 (MPa) | CP03 (MPa) | CP04 (MPa) | CP05 (MPa) | CP06 (MPa) |
|-------------------------|-------------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| 0,020 | 0,020 | 82,12 | 92,90 | 110,56 | 102,90 | 103,51 | 100,40 |
| 0,020 | 0,040 | 75,26 | 82,75 | 103,69 | 91,51 | 94,93 | 97,23 |
| 0,020 | 0,060 | 81,57 | 81,56 | 102,72 | 91,24 | 93,84 | 95,97 |
| 0,035 | 0,035 | 105,00 | 102,73 | 136,04 | 121,58 | 119,62 | 122,85 |
| 0,035 | 0,070 | 102,78 | 104,90 | 128,78 | 109,20 | 113,51 | 116,60 |
| 0,035 | 0,105 | 106,85 | 112,77 | 130,61 | 114,35 | 118,27 | 118,81 |
| 0,053 | 0,050 | 137,73 | 157,38 | 167,16 | 142,70 | 145,63 | 145,82 |
| 0,053 | 0,100 | 139,75 | 162,28 | 166,33 | 140,48 | 141,51 | 140,04 |
| 0,053 | 0,150 | 155,30 | 191,47 | 183,42 | 163,52 | 164,33 | 158,58 |
| 0,070 | 0,070 | 171,58 | 228,64 | 203,22 | 170,24 | 170,70 | 167,56 |
| 0,070 | 0,140 | 186,46 | 247,89 | 214,76 | 184,75 | 182,60 | 178,69 |
| 0,070 | 0,210 | 204,69 | 272,49 | 238,14 | 219,15 | 218,55 | 200,17 |
| 0,105 | 0,105 | 254,34 | 339,31 | 291,89 | 270,52 | 243,65 | 241,96 |
| 0,105 | 0,210 | 277,33 | 368,67 | 303,29 | 296,95 | 280,92 | 266,36 |
| 0,105 | 0,315 | 295,28 | 393,01 | 331,52 | 352,07 | 336,34 | 309,82 |
| 0,140 | 0,140 | 330,53 | 430,92 | 369,69 | 389,91 | 334,64 | 336,44 |
| 0,140 | 0,280 | 356,03 | 462,97 | 394,13 | 450,48 | 400,79 | 372,82 |
| 0,140 | 0,420 | 354,73 | 473,40 | 391,29 | 502,93 | 473,42 | 443,65 |

Tabela 6.5 – Propriedades de compactação dos CPs da M2 para os ensaios de D_p

| CP | Pares de tensão (kPa) | W _{mold.} (%) | γ _d (g/cm ³) | GC | γ _d pós D _p (g/cm ³) | GC pós DP |
|------|--------------------------|---------------------------|--|-------|---|--------------|
| CP01 | 40x40 | 6,16 | 2,188 | 0,996 | 2,190 | 0,996 |
| CP02 | 40x120 | 6,12 | 2,188 | 0,995 | 2,194 | 0,998 |
| CP03 | 80x80 | 6,21 | 2,189 | 0,996 | 2,193 | 0,998 |
| CP04 | 80x240 | 5,88 | 2,192 | 0,997 | 2,205 | 1,003 |
| CP05 | 120x240 | 5,97 | 2,197 | 0,999 | 2,208 | 1,005 |
| CP06 | 120x360 | 6,01 | 2,203 | 1,002 | 2,218 | 1,009 |

Tabela 6.6 – Valores obtidos no ensaio de M_R pós D_p para a M2

| σ ₃ (MPa) | σ _d (MPa) | CP01 (MPa) | CP02 (MPa) | CP03 (MPa) | CP04 (MPa) | CP05 (MPa) | CP06 (MPa) |
|-------------------------|-------------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| 0,020 | 0,020 | 90,25 | 93,79 | 104,45 | 82,26 | 81,02 | 89,72 |
| 0,020 | 0,040 | 90,00 | 96,07 | 103,41 | 86,54 | 79,15 | 84,81 |
| 0,020 | 0,060 | 94,34 | 93,80 | 115,41 | 84,25 | 87,58 | 90,68 |
| 0,035 | 0,035 | 118,88 | 130,77 | 129,10 | 114,68 | 103,47 | 116,41 |
| 0,035 | 0,070 | 127,31 | 132,03 | 151,14 | 106,04 | 118,95 | 128,37 |
| 0,035 | 0,105 | 148,34 | 168,28 | 160,39 | 140,24 | 136,27 | 136,50 |
| 0,053 | 0,050 | 177,36 | 210,26 | 195,07 | 155,31 | 157,89 | 168,28 |
| 0,053 | 0,100 | 198,88 | 231,35 | 217,59 | 179,97 | 181,34 | 184,15 |
| 0,053 | 0,150 | 225,51 | 276,48 | 239,86 | 206,63 | 205,06 | 199,50 |
| 0,070 | 0,070 | 230,88 | 295,31 | 251,56 | 205,16 | 200,73 | 201,66 |
| 0,070 | 0,140 | 260,96 | 326,07 | 279,33 | 234,67 | 236,04 | 228,69 |
| 0,070 | 0,210 | 300,71 | 367,63 | 306,29 | 283,95 | 279,40 | 266,28 |
| 0,105 | 0,105 | 344,54 | 426,58 | 365,88 | 329,46 | 304,25 | 296,52 |
| 0,105 | 0,210 | 397,30 | 480,21 | 405,07 | 396,32 | 366,02 | 338,88 |
| 0,105 | 0,315 | 439,17 | 510,81 | 416,85 | 434,84 | 426,62 | 406,74 |
| 0,140 | 0,140 | 469,37 | 537,48 | 470,21 | 473,98 | 444,56 | 420,65 |
| 0,140 | 0,280 | 532,55 | 595,66 | 507,18 | 546,77 | 518,57 | 494,57 |
| 0,140 | 0,420 | 582,41 | 615,02 | 513,07 | 601,94 | 582,42 | 599,63 |

Tabela 6.7 – Propriedades de compactação dos CPs da M3 para os ensaios de D_P

| CP | Pares de tensão (kPa) | W _{mold.} (%) | γ _d (g/cm ³) | GC | γ _d pós D _P (g/cm ³) | GC pós DP |
|------|--------------------------|---------------------------|--|-------|---|--------------|
| CP01 | 40x40 | 6,58 | 2,196 | 0,998 | 2,200 | 1,000 |
| CP02 | 40x120 | 6,46 | 2,192 | 0,997 | 2,196 | 0,998 |
| CP03 | 80x80 | 6,46 | 2,195 | 0,998 | 2,199 | 0,999 |
| CP04 | 80x240 | 6,74 | 2,193 | 0,997 | 2,205 | 1,002 |
| CP05 | 120x240 | 6,42 | 2,190 | 0,995 | 2,201 | 1,000 |
| CP06 | 120x360 | 6,40 | 2,197 | 0,999 | 2,212 | 1,005 |

Tabela 6.8 – Valores obtidos no ensaio de M_R pós D_P para a M3

| σ ₃ (MPa) | σ _d (MPa) | CP01 (MPa) | CP02 (MPa) | CP03 (MPa) | CP04 (MPa) | CP05 (MPa) | CP06 (MPa) |
|-------------------------|-------------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| 0,020 | 0,020 | 92,85 | 84,56 | 91,36 | 82,33 | 87,20 | 89,75 |
| 0,020 | 0,040 | 96,77 | 82,95 | 99,28 | 88,92 | 89,31 | 95,49 |
| 0,020 | 0,060 | 106,38 | 94,34 | 108,91 | 99,45 | 100,08 | 104,99 |
| 0,035 | 0,035 | 139,43 | 116,96 | 135,38 | 120,12 | 120,57 | 121,21 |
| 0,035 | 0,070 | 146,11 | 132,77 | 144,87 | 135,35 | 131,58 | 133,33 |
| 0,035 | 0,105 | 158,70 | 158,63 | 159,24 | 149,56 | 146,04 | 147,07 |
| 0,053 | 0,050 | 204,40 | 212,52 | 196,49 | 183,83 | 175,79 | 179,59 |
| 0,053 | 0,100 | 216,32 | 240,00 | 214,67 | 206,87 | 195,84 | 200,75 |
| 0,053 | 0,150 | 231,08 | 266,08 | 238,05 | 223,32 | 227,45 | 223,07 |
| 0,070 | 0,070 | 252,17 | 295,74 | 257,61 | 248,55 | 227,76 | 228,67 |
| 0,070 | 0,140 | 267,14 | 331,34 | 295,15 | 280,90 | 261,41 | 262,09 |
| 0,070 | 0,210 | 286,75 | 361,08 | 314,35 | 305,02 | 289,28 | 286,53 |
| 0,105 | 0,105 | 359,72 | 435,48 | 399,85 | 392,81 | 345,56 | 345,45 |
| 0,105 | 0,210 | 383,73 | 467,27 | 425,96 | 417,56 | 400,45 | 379,45 |
| 0,105 | 0,315 | 394,08 | 495,47 | 451,41 | 442,67 | 430,68 | 422,98 |
| 0,140 | 0,140 | 437,56 | 529,23 | 494,29 | 504,86 | 449,85 | 449,46 |
| 0,140 | 0,280 | 474,12 | 582,33 | 526,79 | 533,32 | 518,74 | 491,27 |
| 0,140 | 0,420 | 485,87 | 571,67 | 542,48 | 557,01 | 548,45 | 540,17 |

Tabela 6.9 – Parâmetros dos modelos de Biares e Svenson para os ensaios de M_R pós D_p

| Amostra | Condição | Modelo de Biares | | | Modelo Svenson | | |
|---------|------------|------------------|-------|-------|----------------|-------|-------|
| | | k_1 | k_2 | R^2 | k_1 | k_2 | R^2 |
| Solo | 40x40kPa | 373,263 | 0,411 | 0,881 | 203,142 | 0,242 | 0,474 |
| | 40x120kPa | 399,763 | 0,490 | 0,841 | 200,040 | 0,302 | 0,502 |
| | 80x80kPa | 434,204 | 0,459 | 0,900 | 224,468 | 0,278 | 0,521 |
| | 80x240kPa | 512,053 | 0,571 | 0,780 | 242,328 | 0,379 | 0,540 |
| | 120x240kPa | 309,541 | 0,461 | 0,687 | 181,959 | 0,345 | 0,564 |
| | 120x360kPa | 197,351 | 0,224 | 0,622 | 138,250 | 0,122 | 0,275 |
| M1 | 40x40kPa | 1861,241 | 0,854 | 0,984 | 600,633 | 0,554 | 0,718 |
| | 40x120kPa | 3087,771 | 0,963 | 0,979 | 864,305 | 0,622 | 0,719 |
| | 80x80kPa | 1709,488 | 0,762 | 0,981 | 622,686 | 0,496 | 0,704 |
| | 80x240kPa | 3286,119 | 1,032 | 0,936 | 877,649 | 0,687 | 0,746 |
| | 120x240kPa | 2328,931 | 0,911 | 0,908 | 789,123 | 0,656 | 0,794 |
| | 120x360kPa | 2044,466 | 0,873 | 0,923 | 694,609 | 0,605 | 0,755 |
| M2 | 40x40kPa | 3623,821 | 0,982 | 0,964 | 1055,051 | 0,668 | 0,789 |
| | 40x120kPa | 3765,741 | 0,936 | 0,970 | 1139,877 | 0,629 | 0,762 |
| | 80x80kPa | 2628,976 | 0,845 | 0,982 | 875,686 | 0,558 | 0,747 |
| | 80x240kPa | 4619,434 | 1,096 | 0,957 | 1146,753 | 0,733 | 0,786 |
| | 120x240kPa | 4034,709 | 1,054 | 0,946 | 1098,008 | 0,728 | 0,812 |
| | 120x360kPa | 3616,736 | 1,016 | 0,927 | 1066,501 | 0,722 | 0,814 |
| M3 | 40x40kPa | 2319,974 | 0,811 | 0,988 | 804,990 | 0,536 | 0,734 |
| | 40x120kPa | 3573,571 | 0,924 | 0,972 | 1071,209 | 0,608 | 0,734 |
| | 80x80kPa | 3072,803 | 0,893 | 0,983 | 954,185 | 0,585 | 0,738 |
| | 80x240kPa | 3586,211 | 0,965 | 0,986 | 998,777 | 0,622 | 0,733 |
| | 120x240kPa | 3264,127 | 0,947 | 0,967 | 990,557 | 0,644 | 0,786 |
| | 120x360kPa | 2980,922 | 0,914 | 0,970 | 940,106 | 0,621 | 0,994 |

Tabela 6.10 – Parâmetros dos modelos universal e de Yang et al. (2005) nos ensaios de M_R pós D_p

| Amostra | Condição | Modelo universal | | | | Modelo Yang et al. (2008) | | |
|---------|------------|------------------|-------|--------|-------|---------------------------|-------|-------|
| | | k_1 | k_2 | k_3 | R^2 | k_1 | k_2 | R^2 |
| Solo | 40x40kPa | 214,245 | 0,441 | -0,970 | 0,780 | 226,320 | 0,368 | 0,512 |
| | 40x120kPa | 187,445 | 0,484 | -0,441 | 0,768 | 231,078 | 0,488 | 0,555 |
| | 80x80kPa | 236,317 | 0,502 | -1,113 | 0,818 | 251,560 | 0,419 | 0,555 |
| | 80x240kPa | 162,512 | 0,440 | 1,281 | 0,767 | 307,097 | 0,835 | 0,633 |
| | 120x240kPa | 89,352 | 0,214 | 3,200 | 0,781 | 204,638 | 0,469 | 0,636 |
| | 120x360kPa | 121,633 | 0,155 | 0,670 | 0,526 | 156,633 | 0,268 | 0,365 |
| M1 | 40x40kPa | 725,976 | 1,058 | -2,972 | 0,983 | - | - | - |
| | 40x120kPa | 1125,297 | 1,226 | -3,626 | 0,986 | 957,582 | 0,792 | 0,706 |
| | 80x80kPa | 722,018 | 0,928 | -2,549 | 0,972 | 587,336 | 1,771 | 0,654 |
| | 80x240kPa | 750,482 | 1,113 | -1,335 | 0,958 | 875,769 | 2,159 | 0,741 |
| | 120x240kPa | 502,235 | 0,867 | 0,332 | 0,965 | - | - | - |
| | 120x360kPa | 507,844 | 0,864 | -0,209 | 0,951 | - | - | - |
| M2 | 40x40kPa | 1013,080 | 1,129 | -2,066 | 0,995 | - | - | - |
| | 40x120kPa | 1329,762 | 1,163 | -3,114 | 0,994 | 1183,843 | 0,683 | 0,756 |
| | 80x80kPa | 1038,989 | 1,048 | -2,942 | 0,994 | 916,629 | 0,620 | 0,740 |
| | 80x240kPa | 1104,977 | 1,260 | -2,236 | 0,991 | 1111,623 | 0,744 | 0,786 |
| | 120x240kPa | 922,767 | 1,160 | -1,502 | 0,993 | - | - | - |
| | 120x360kPa | 734,374 | 1,029 | -0,359 | 0,984 | - | - | - |
| M3 | 40x40kPa | 960,420 | 1,007 | -2,916 | 0,993 | - | - | - |
| | 40x120kPa | 1428,024 | 1,199 | -3,823 | 0,993 | 1083,042 | 0,623 | 0,732 |
| | 80x80kPa | 1186,034 | 1,124 | -3,292 | 0,995 | 966,620 | 0,602 | 0,737 |
| | 80x240kPa | 1289,544 | 1,120 | -3,581 | 0,995 | 816,154 | 0,553 | 0,733 |
| | 120x240kPa | 989,339 | 1,105 | -2,223 | 0,995 | - | - | - |
| | 120x360kPa | 937,880 | 1,063 | -2,143 | 0,994 | - | - | - |

ANEXO 1 – Laudo da análise química do solo

| | | |
|---|--|---|
|  | MEC - Universidade Federal de Santa Maria Centro de Ciências Rurais - Departamento de Solos |  |
| | Santa Maria/RS Cep:97105-900 Fone: (55) 3220-8153 http://www.ufsm.br/labsolo Laudo de Análise de Solo | |

Informações fornecidas e de responsabilidade do solicitante

| | |
|---|--------------------------|
| Solicitante: Régis Pinheiro Maria | CPF/CNPJ: |
| Proprietário: Régis Pinheiro Maria | CPF/CNPJ: |
| Município: Santa Maria / RS | Endereço: |
| Localidade: | Entrada: 23/11/20 |
| Matricula: | Emissão: 07/12/20 |

| Protocolo | Identificação da amostra | Área (ha) | Sistema de cultivo | Prof. (cm) | Georef. |
|-----------|-------------------------------|-----------|--------------------|------------|---------|
| 12450 | Jazida- Saibreira Barcellos 2 | | | | |

Informações emitidas pelo laboratório e de responsabilidade do técnico

Diagnóstico para acidez do solo e calagem

| Protocolo | pH água 1:1 | Ca | Mg | Al | H+Al | CTC efet. | Saturação (%) | | Índice SMP |
|-----------|-------------|------------------------------------|-----|-----|------|-----------|---------------|-------|------------|
| | | cmol _c /dm ³ | | | | | Al | Bases | |
| 12450 | 5,7 | 2,4 | 1,3 | 0,0 | 1,1 | 3,9 | 0,0 | 78,0 | 7,2 |

Diagnóstico para macronutrientes e recomendação de adubação NPK-S

| Protocolo | % MO | % Argila | Textura | S | P-Mehlich | C Total* | K | CTC pH7 | K |
|-----------|---------------|----------|---------|-------------------------------|-----------|---------------------------|---|---------|--------------------|
| | -----m/v----- | | | -----mg/dm ³ ----- | | ---g.kg ⁻¹ --- | -----cmol _c /dm ³ ----- | | mg/dm ³ |
| 12450 | 0,1 | 4,0 | 4,0 | 15,8 | 1,9 | -X- | 0,184 | 5,0 | 72,0 |

Diagnóstico para micronutrientes e relações molares

| Protocolo | Cu | Zn | B | Fe | Mn | Na | Relações Molares | | |
|-----------|-------------------------------|------|------|-----|-----|-----|------------------|-----------|--------------------------|
| | -----mg/dm ³ ----- | | | | | | Ca/Mg | (Ca+Mg)/K | K/(Ca+Mg) ^{1/2} |
| 12450 | 1,42 | 1,68 | 0,11 | -X- | -X- | -X- | 1,8 | 20,20 | 0,095 |

Os dados analíticos são de exclusividade da amostra

Vinculado à ROLAS-RS/SC



Assinatura digital

23-74-D5-C0-FD-C2-65-CD-56-77-51-89-B5-6B-E4-AB

Para autenticar acesse <http://silas.ccr.ufsm.br>, em "Autenticar" informe a sequência acima.**Responsável técnico:** Fábio Joel Kochem Mallmann - CREA/RS 167665

Pagamento Realizado

* Determinado em analisador elementar-combustão seca