



Ministério da Educação

**FUNDAÇÃO UNIVERSIDADE FEDERAL DO MARANHÃO
CIDADE UNIVERSITÁRIA DOM DELGADO
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLOGIA
COORDENAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

CAIO WILLI CORREA BRAGA

**DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTO FLEXÍVEL: APLICAÇÃO DE MATERIAIS
COMO CAMADAS DE PAVIMENTO PELO MÉTODO EMPÍRICO DE
DIMENSIONAMENTO DO DNIT**

SÃO LUÍS – MA

2018



Ministério da Educação

**FUNDAÇÃO UNIVERSIDADE FEDERAL DO MARANHÃO
CIDADE UNIVERSITÁRIA DOM DELGADO
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLOGIA
COORDENAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

CAIO WILLI CORREA BRAGA

**DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTO FLEXÍVEL: APLICAÇÃO DE MATERIAIS
COMO CAMADAS DE PAVIMENTO PELO MÉTODO EMPÍRICO DE
DIMENSIONAMENTO DO DNIT**

Trabalho de Conclusão de Curso II (TCC II)
na forma de monografia apresentado à
Universidade Federal do Maranhão (UFMA),
como requisito para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Prof^a. Msc. Ana Carolina da
Cruz Reis.

SÃO LUÍS – MA

2018

Ficha gerada por meio do SIGAA/Biblioteca com dados fornecidos pelo(a) autor(a).
Núcleo Integrado de Bibliotecas/UFMA

Braga, Caio Willi Correa.

DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTO FLEXÍVEL: APLICAÇÃO DE
MATERIAIS COMO CAMADAS DE PAVIMENTO PELO MÉTODO EMPÍRICO
DE DIMENSIONAMENTO DO DNIT / Caio Willi Correa Braga. -
2018.

105 f.

Orientador(a): Ana Carolina da Cruz Reis.

Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do
Maranhão, São Luís - MA, 2018.

1. Camadas. 2. Dimensionamento. 3. Pavimentos. I.
Reis, Ana Carolina da Cruz. II. Título.

CAIO WILLI CORREA BRAGA

**DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTO FLEXÍVEL: APLICAÇÃO DE MATERIAIS
COMO CAMADAS DE PAVIMENTO PELO MÉTODO EMPÍRICO DE
DIMENSIONAMENTO DO DNIT**

Trabalho de Conclusão de Curso II (TCC II)
na forma de monografia apresentado à
Universidade Federal do Maranhão (UFMA),
como requisito para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Prof^a. Msc. Ana Carolina da
Cruz Reis.

Aprovado em: _____/_____/ 2018

Aprovação da Monografia

Prof.^a Ma. Ana Carolina da Cruz Reis (Orientadora)

Universidade Federal do Maranhão – UFMA

1º Examinador

Universidade Federal do Maranhão – UFMA

2º Examinador

Universidade Federal do Maranhão – UFMA

*“A imaginação é mais importante que a ciência,
porque a ciência é limitada, ao passo que a
imaginação abrange o mundo inteiro.”*

Albert Einstein

AGRADECIMENTOS

AGRADEÇO:

Primeiramente a Deus, meu senhor, por ter me permitido estar aqui e me deixar chegar onde estou hoje. Novamente, obrigado Deus!

À minha família pelo subsídio, compreensão, carinho e amor. Em particular, o meu pai que sempre me deu apoio e é um dos maiores responsáveis de eu ser o que sou hoje.

À professora Ana Carolina da Cruz Reis pela excelente orientação no presente trabalho e pelo aprendizado ao qual me proporcionou com esta pesquisa.

À minha namorada, Rayssa Bruna Caires de Lima, que sempre me deu apoio e me ajuda nos momentos difíceis em que passo e que já passei.

Aos meus amigos do grupo de pesquisa GPIT-UFMA pela ajuda na coleta das amostras e pelo apoio.

À GEOCRET por ceder seu laboratório para a realização dos ensaios. Em particular, nas pessoas do Sr. Nonato, Sr. França e Sr. Ronilson pela ótima atenção conosco e excelente ajuda, onde sem eles, não seria possível a realização deste trabalho.

À banca pela gentileza em ter aceito o convite para avaliar o nosso trabalho e contribuir com suas correções e sugestões.

Aos professores do curso, tanto os que fazem parte do primeiro ciclo (Bacharelado Interdisciplinar em Ciência e Tecnologia) como os que fazem parte do segundo ciclo (Engenharia Civil) que contribuíram direta ou indiretamente na minha formação profissional e como cidadão.

À Universidade Federal do Maranhão pelo apoio físico e institucional na minha formação profissional.

Aos meus amigos próximos pelo apoio e compreensão.

Por fim, agradeço a todos, mesmo os que não foram aqui mencionados, sem exceção, que participaram desse sonho de forma direta ou indireta, tanto de maneira positiva como negativa; professores, colegas de classe, amigos, servidores, etc; pois o que sou hoje é fruto de todas as experiências que passei durante esses anos nessa árdua caminhada. Novamente, muito obrigado!

RESUMO

Devido à crescente demanda de novos materiais para uso em pavimentação em consequência do aumento da malha viária da região metropolitana de São Luís – MA (composta por: São José de Ribamar, Paço do Lumiar, Maiobão e Raposa) e também por fatores relacionados aos custos com transportes, tem-se o interesse em caracterizar física e mecanicamente os solos para a utilização em camadas de base, sub-base e reforço do subleito de pavimentos. Portanto, este trabalho buscou caracterizar duas amostras de solos (denominadas amostra 01 e amostra 02) coletadas em uma jazida na região de São José de Ribamar conhecida como “Fazenda do Reginaldo”, localizada no bairro de Juçatuba, na estrada de Santa Maria. Com base nos resultados obtidos, foi proposto um dimensionamento utilizando o método empírico do DNIT mostrando se esses são materiais que podem ser utilizados em pavimentação e qual a sua serventia de uso (base, sub-base ou reforço de subleito) para cada amostra coletada. A caracterização desses materiais foi feita utilizando os ensaios de granulometria, compactação, expansão e CBR, de acordo com suas respectivas normas técnicas, onde os dados obtidos nesses ensaios são de extrema importância no que diz respeito à utilização em camadas de pavimento asfáltico. A amostra 01 apresentou um CBR na umidade ótima da ordem de 38% e uma expansão na ordem de 0,14%. Já a amostra 02 apresentou na umidade ótima um CBR da ordem de 16% e uma expansão de 0,38%. Assim, a amostra 01 se mostrou apta a ser utilizada como camada de sub-base e reforço de subleito para pavimentos asfálticos e a amostra 02 se mostrou útil para a utilização como camada de reforço do subleito.

Palavras-chave: Dimensionamento. Pavimentos. Camadas. Materiais.

ABSTRACT

Due to the increasing demand for new materials for use in paving due to the increase of the road network of the metropolitan area of São Luís - MA (composed by: São José de Ribamar, Paço do Lumiar, Maiobão and Raposa) and also by factors related to costs with transport, it is interesting to characterize the physical and mechanic soils for the use in base layers, sub-base and reinforcement of the floor screed. Therefore, this work aimed to characterize two soil samples (denominated sample 01 and sample 02) collected in a deposit in the region of São José de Ribamar known as "Fazenda do Reginaldo", located in the Juçatuba neighborhood, on the Santa Maria road. Based on the results obtained, it was proposed a sizing using the DNIT empirical method, showing if these are materials that can be used in paving and its use (base, sub-base or subgrade reinforcement) for each sample collected. The characterization of these materials was done using the granulometry, compaction, expansion and CBR tests, according to their respective technical standards, where the data obtained in these tests are of extreme importance with regard to the use in layers of asphalt pavement. Sample 01 presented a CBR in the optimum humidity of the order of 38% and an expansion in the order of 0.14%. On the other hand, sample 02 presented in the optimal humidity a CBR of the order of 16% and an expansion of 0.38%. Thus, sample 01 was shown to be suitable as a sub-base layer and subgrade reinforcement for asphalt pavements and sample 02 proved to be useful for use as a reinforcement layer of the subgrade.

Keywords: Sizing. Pavements. Layers. Materials.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Perfil esquemático de ocorrência de solos em ambiente tropical.....	5
Figura 2 – Perfil de solo com nítida distinção entre os horizontes A, B (laterítico) e C (saprolítico), sendo os dois primeiros pouco espessos.	6
Figura 3 - Ocorrência de solos de comportamento laterítico nos estados do Brasil. ..	9
Figura 4 – Proposta de modificação do ábaco classificatório MCT.	12
Figura 5 – Classificação SUCS.	15
Figura 6 – Classificação do solos de acordo com a U.S.C.S.....	17
Figura 7 – Gráfico de Plasticidade.....	17
Figura 8 – Tabela de Classificação TRB.	20
Figura 9 – Classificação resiliente de solos granulares.....	24
Figura 10 – Classificação resiliente de solos finos.	26
Figura 11 – Distribuição de esforços em pavimento rígido e flexível.....	29
Figura 12 – (a) pavimento rígido e (b) pavimento flexível.....	31
Figura 13 – Representação do eixo simples padrão roda dupla.....	39
Figura 14 – Fatores de Equivalência de operações.	41
Figura 15 - Esquema de camadas do pavimento em relação às camadas equivalentes.	44
Figura 16 – Fatores de Equivalência de operações.	45
Figura 17 – Processo completo do dimensionamento de pavimentos proposto pela AASTHO.....	51
Figura 18 – Fluxograma do método integrado de análise e dimensionamento de pavimentos asfálticos.	56
Figura 19 - Mapa ilustrando o local de coleta das amostras.	57
Figura 20 – Horizonte de solo no qual as amostras 01 e 02 foram retiradas.	58
Figura 21 – Amostra 01 secando ao ar.	58
Figura 22 – Amostra 02 secando ao ar.	59
Figura 23 – Amostras 01 e 02 secando na estufa à 105 °C.	59
Figura 24 – Jogos de peneiras utilizados no ensaio de Granulometria.	60
Figura 25 – Moldes cilíndricos com base e colarinho.	62
Figura 26 – Balança utilizada na pesagem.....	62
Figura 27 – Material a ser peneirado na peneira N°. 4.	63
Figura 28 – Material sendo pesado (6 kg).	63

Figura 29 – Material pronto para homogeneização.	64
Figura 30 – Molde + Solo úmido após o arrasamento.	64
Figura 31 – Molde + Solo úmido sendo pesado.	65
Figura 32 – Molde com o disco espaçador e papel filtro.	66
Figura 33 – Moldes compactados.....	67
Figura 34 – Alguns moldes com sobrecarga e haste de medição de expansão.....	67
Figura 35 – Moldes com sobrecarga e haste de medição de expansão dentro do tanque.	67
Figura 36 – Alguns corpos de prova escorrendo.....	68
Figura 37 – Prensa utilizada no ensaio de penetração.....	68
Figura 38 – Corpos de prova pós-ensaio de penetração.....	69
Figura 41 – Curva granulométrica – AMOSTRA 01.....	73
Figura 42 – Curva granulométrica – AMOSTRA 02.....	74
Figura 43 – Curva de compactação – AMOSTRA 01.....	75
Figura 44 – Curva de compactação – AMOSTRA 02.....	75
Figura 43 – Seção-tipo do pavimento dimensionado com reforço de subleito.....	78
Figura 44 – Seção-tipo do pavimento dimensionado sem reforço de subleito.....	79

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – CBR _{IG} em função do IG.	37
Tabela 2 – Cargas máximas legais no Brasil.....	39
Tabela 3 – Relação entre precipitação e fator climático regional (FR).....	42
Tabela 4 – Espessura mínima de revestimento betuminoso.	46
Tabela 5 – Coeficientes de equivalência estrutural.....	47
Tabela 6 – Tabela de peneiramento – AMOSTRA 01.....	72
Tabela 7 – Tabela de peneiramento – AMOSTRA 02.....	73
Tabela 8 – Resultados do ensaio de compactação.	74
Tabela 9 – Resultados do ensaio de Expansão e C.B.R.	76
Tabela 10 – Resumo dos resultados obtidos nos ensaios realizados.....	76
Tabela 11 – Espessura das camadas do pavimento dimensionado com reforço de subleito.....	78
Tabela 12 - Espessura das camadas do pavimento dimensionado sem reforço de subleito.....	78
Tabela 13 – Resultados obtidos de outros trabalhos para amostras de solos argilosos e arenosos em comparação com os resultados apresentados nesta pesquisa.....	80

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Classificação dos solos finos (método indireto).....	27
Quadro 2 – Características dos materiais do pavimento.	36
Quadro 3 – Granulometria para base granular.	36
Quadro 4 – Classificação das vias e parâmetros de tráfego.	70

LISTA DE EQUAÇÕES

(Equação 1)	18
(Equação 2)	24
(Equação 3)	25
(Equação 4)	25
(Equação 5)	27
(Equação 6)	27
(Equação 7)	27
(Equação 8)	36
(Equação 9)	37
(Equação 10)	40
(Equação 11)	40
(Equação 12)	40
(Equação 13)	40
(Equação 14)	42
(Equação 15)	43
(Equação 16)	44
(Equação 17)	47
(Equação 18)	47
(Equação 19)	47

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	1
1.2 Justificativa	3
1.3 Objetivos	4
1.3.1 Objetivo Geral	4
1.3.2 Objetivos Específicos	4
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	5
2.1 Materiais para Pavimentação	5
2.1.1 Solos Tropicais	5
2.1.2 Solos Lateríticos	7
2.1.3 Solos Saprolíticos	10
2.1.4 Solos Transicionais	11
2.2 Classificações Geotécnicas Tradicionais de Solos	12
2.2.1 Sistema Unificado de Classificação de Solos (S.U.C.S)	14
2.2.2 Classificação HRB (<i>Highway Research Board</i>)	18
2.2.2 Classificação Resiliente dos Solos	22
2.3 Métodos de Dimensionamentos de Pavimentos Flexíveis	27
2.3.1 O Pavimento	27
2.3.1.1 Tipos de Pavimento	28
2.3.1.2 Camadas de um Pavimento	29
2.3.1.3 Algumas Considerações	31
2.3.2 Métodos Empíricos de Dimensionamento	32
2.3.2.1 Método do DNIT (extinto DNER)	33
2.3.3 Métodos Analíticos (Mecanístico-empírico)	48
2.3.3.1 Modelos de Previsão	53
2.3.3.2 O Método Proposto por Franco (2007)	55
3 MATERIAIS E MÉTODOS	57

3.1 Considerações.....	57
3.2 Descrição do Local de Coleta das Amostras.....	57
3.3 Ensaio de Granulometria	59
3.4 Ensaio de Compactação	61
3.5 Ensaio de Índice de Suporte Califórnia – California Bearing Ratio (CBR) ...	65
3.6 Dimensionamento do Pavimento – Método DNIT	69
3.6.1 Número “N”	69
4 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	72
4.1 Ensaio de Granulometria	72
4.2 Ensaio de Compactação	74
4.3 Ensaio de CBR.....	75
4.4 Estrutura do Pavimento Dimensionado	77
5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	82
5.1 Conclusões	82
5.2 Recomendações para Pesquisas Futuras.....	83
REFERÊNCIAS.....	84

1 INTRODUÇÃO

Na engenharia civil um dos principais fatores que interferem na viabilidade de projetos, qualquer que seja a sua abrangência, é o seu custo. Outro fator que também é bastante relevante hoje está relacionado com os impactos ambientais que serão causados por tal empreendimento. Logo, a atenção que o engenheiro deve ter para esses dois fatores torna-se de extrema importância para que o projeto saia do papel e vire realidade.

Dentro desse universo, a engenharia de transportes é uma área que demanda certos cuidados para que as obras não tenham custos elevados e muito menos grandes impactos ambientais. Diante disso, vários fatores estão interligados dentro deste mundo para colaborar (ou não) com a viabilidade e execução de um projeto de estradas como, por exemplo, o projeto de uma rodovia. Um dos pontos a serem considerados e que são muito importantes para a viabilidade dessa obra é a seleção e o transporte dos materiais que serão utilizados nas camadas do pavimento. Assim, devem ser analisados todos os critérios de seleção para que a solução seja a menos onerosa possível e que tenha o menor impacto ambiental.

Os critérios para a seleção dos materiais utilizados devem ser analisados com bastante cautela, de forma a obter a melhor solução possível. No âmbito da infraestrutura de transportes, os critérios: disponibilidade, qualidade e transporte dos materiais, são aqueles que mais pesam no custo final do projeto, além de influir na questão ambiental. A ocorrência de material próximo ao local de execução da obra é um ponto positivo, pois demanda menor gasto com transporte (gasolina, maquinário, mão de obra, etc.) e diminui o tempo de execução das tarefas. Esse é o grande ponto positivo da engenharia, pois há abundância de materiais que podem ser utilizados nas obras em praticamente toda a parte. O ponto que poderia ser considerado negativo seria a falta de conhecimento sobre esses solos disponíveis como, por exemplo, suas características físicas, classificação, etc.

Porém, não necessariamente deve ser encarada como um ponto negativo, mas sim um desafio a ser vencido, pois assim aquele tipo de solo será caracterizado e utilizado com respaldo técnico. Esse é um fator de extrema importância, pois deve-se conhecer o material que será empregado na obra, se ele atende os requisitos de desempenho, se existe uma classificação para esse material, etc. Dessa forma, a caracterização e a classificação dos tipos de solos é uma parte de grande valia

dentro da Geotecnia, pois ela qualifica os materiais para que eles possam ser utilizados de maneira tecnicamente adequada.

Com a necessidade de conhecer as características dos materiais para obras de engenharia, várias metodologias de ensaios e classificações de solos foram desenvolvidas e vem sendo aperfeiçoadas para tal. Essas metodologias devem levar em consideração o clima, vegetação e etc. dos locais nos quais os materiais são retirados e assim selecionar ensaios adequados para a caracterização dos mesmos.

Existem inúmeros sistemas de classificação de solos, onde destacam-se o Sistema Unificado de Classificação de Solos (S.U.C.S) e o *Highway Research Board* (H.R.B). O sistema S.U.C.S estabelece uma classificação para solos de subleito a partir da análise granulométrica por peneiramento e determinação dos limites de consistência. A metodologia H.R.B foi desenvolvida para aplicação em projetos de aeroportos, utilizando como parâmetros para classificação e caracterização dos solos a curva granulométrica, limite de liquidez (LL), índice de plasticidade (IP) e a compressibilidade dos solos. Essas metodologias foram desenvolvidas para os solos de clima frio e temperado, o que dificulta sua aplicação em solos de formação tropical (DORNELLES, 2017).

Um dos problemas enfrentados nos países em desenvolvimento (caso do Brasil) é que as técnicas rodoviárias de pavimentação são oriundas de países desenvolvidos, que por sua vez possuem características de climas completamente diferentes dos países subdesenvolvidos. As normas que são predominantemente utilizadas como referência para os métodos brasileiros são as norte-americanas, a exemplo a ASTM e AASHTO (*American Society for Testing and Materials; American Association of State Highway and Transportation Officials*) (VILLIBOR *et al.*, 2009).

Essas normas utilizam ensaios empíricos em rodovias e pavimentos testes localizados nos Estados Unidos, onde são fixadas condições empíricas válidas para os ambientes e solos representativos daquele país. Daí observa-se o grande equívoco na utilização dessas metodologias aplicadas a solos brasileiros, pois estes possuem características peculiares da região tropical, que por sua vez não são consideradas nesses ensaios. Isso pode gerar resultados que muitas vezes não remetem o real comportamento do solo, fazendo com que ele seja dispensado e considerado com um solo “ruim”. Apesar disso, as metodologias que utilizam essas normas são as mais utilizadas no Brasil, como por exemplo, o método de dimensionamento do DNER, que é um método empírico.

1.2 Justificativa

Dimensionar um pavimento é calcular e/ou verificar as espessuras das camadas, compatibilizando os materiais de forma que a vida útil da estrutura corresponda a um certo número de solicitações de cargas (BEZERRA NETO, 2004). O método de dimensionamento mais utilizado no Brasil usa o valor do C.B.R (*California bearing ratio*) do subleito e dos materiais que compõem as demais camadas como base para a obtenção das espessuras das camadas, além de parâmetros relacionados ao tráfego que é o número de repetições de um eixo padrão rodoviário de 8,2 t.

Pinto (1991) diz que o método do DNER, que é o que norteia as obras rodoviárias de pavimentação no Brasil, atende as exigências quanto a deformação permanente, mas não considera as deformações recuperáveis ou resilientes que provocam a ruptura do pavimento por fadiga, que é uma das principais patologias encontradas nas estradas brasileiras.

Com isso, novas metodologias de dimensionamento de pavimentos vem sendo inseridas nos últimos anos e essas são conhecidas como métodos mecanísticos-empíricos, pois eles buscam realizar tal tarefa por meio de uma análise mecanística do pavimento (mecânica dos pavimentos), onde são consideradas as tensões e deformações resilientes dos materiais das camadas. De acordo com Coutinho (2011), a metodologia mecanística-empírica apresenta um caráter específico, pois possui a capacidade de analisar os pavimentos de acordo com suas inúmeras características, potencializando seu desempenho funcional e estrutural.

Portanto, a presente pesquisa busca apresentar a metodologia de análise e dimensionamento de pavimentos flexíveis pelo método empírico (método do DNIT). O foco da pesquisa se dá sobre o método de dimensionamento empírico do DNER, pois além de ser o método mais utilizado no Brasil, é necessário que se conheça essa metodologia mais profundamente, para que futuramente possa ser empregada uma análise mecanicista de dimensionamento com um melhor embasamento teórico. Além disso, a disponibilidade de dados e de equipamentos necessários para um dimensionamento mecanístico de um pavimento inviabilizam no momento a aplicação deste método.

Com isso, observa-se a real necessidade de conhecer (características físicas, mecânicas, etc.) os solos da região de São Luís para utilização em obras

viárias. Essa necessidade advém da expansão viária da capital do estado do Maranhão, São Luís, e também das regiões que compõem a parte metropolitana da ilha, São José de Ribamar, Paço do Lumiar, Maiobão e Raposa, onde existe uma certa dificuldade de encontrar solos adequados ao uso de bases, sub-bases e reforço do subleito em distâncias de transporte compatíveis com as restrições financeiras impostas aos orçamentos das obras viárias (SANT'ANA; BERNUCCI, 2016).

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo Geral

- Dimensionar a estrutura de um pavimento flexível empregando o método empírico de dimensionamento do DNER utilizando materiais de uma jazida os quais são corriqueiramente aplicados em obras de pavimentação na região metropolitana de São Luís.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Mostrar qual opção dos materiais a serem empregados em relação às camadas do pavimento de acordo com as especificações do DNIT;
- Apresentar o desenvolvimento das metodologias de dimensionamento de pavimentos do DNER;
- Realizar os ensaios para a obtenção dos parâmetros de dimensionamento;
- Conhecer as metodologias aplicadas nos ensaios, as normas e os equipamentos necessários para a realização destes;
- Obter os valores físicos e mecânicos dos materiais estudados e indicar a camada do pavimento qual ele irá atender de acordo com as especificações.

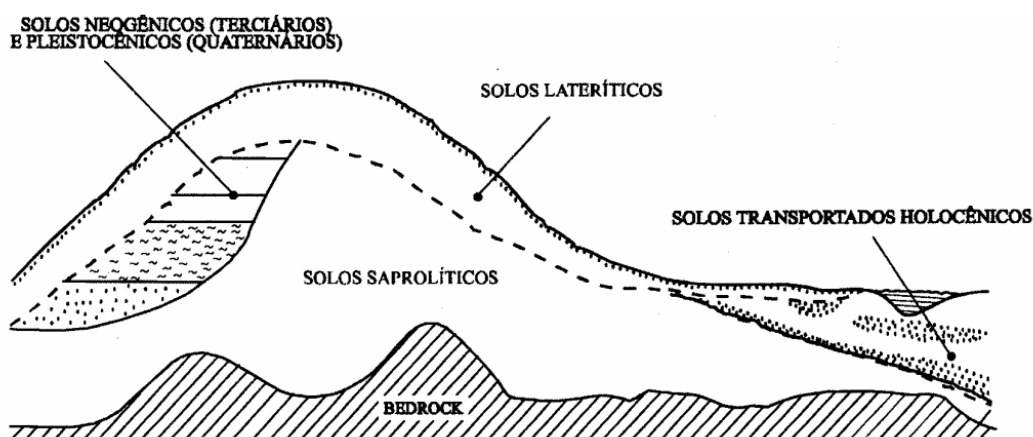
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Materiais para Pavimentação

2.1.1 Solos Tropicais

Solos tropicais são aqueles que apresentam peculiaridades de propriedades e de comportamento, em decorrência da atuação nos mesmos de processos geológicos e/ou pedológicos, típico das regiões tropicais úmidas. Nessas regiões tropicais são encontrados os solos lateríticos, saprolíticos (não lateríticos) e transportados, como mostrado na Figura 1.

Figura 1 - Perfil esquemático de ocorrência de solos em ambiente tropical.



Fonte: (VILLIBOR *et al.*, 2009).

Um perfil de solo, em pedologia, é a seção vertical que identifica os horizontes desde a superfície até onde penetra a ação do intemperismo. Características como: cor, estrutura, textura, consistência, dentre outras, são encontradas nestes horizontes, onde se define muito bem o tipo de solo. A pedologia estuda as camadas mais superficiais do solo, porém, pode-se inferir a partir desses, tipos de solos ou materiais inconsolidados que ocorrem em maiores profundidades (MARAGON, 2004). A Figura 2 mostra três exemplos de horizontes de solos. Esses horizontes são identificados, em Pedologia, por letras maiúsculas, por exemplo: “Horizonte A”, “Horizonte B”.

Figura 2 – Perfil de solo com nítida distinção entre os horizontes A, B (laterítico) e C (saprolítico), sendo os dois primeiros pouco espessos.



Fonte: (MARAGON, 2004).

A pedologia estuda as camadas A e B que são formadas pelos solos lateríticos, onde segundo o conceito do Comitê de Solos Tropicais da Associação Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações (ISSMFE), sob o ponto de vista da Engenharia Geotécnica não apresentam diferenças significativas entre si, como é definido na pedologia. A partir das informações geradas pela pedologia, pode-se obter uma estimativa dos tipos de solos que podem ser solicitados em uma obra de engenharia civil (MARAGON, 2004).

É importante salientar que, para um solo ser considerado tropical, não basta apenas ter sido formado na região de clima tropical úmido, mas que também apresente peculiaridades de comportamento geotécnico (SOUSA, 2016). Dos solos tropicais destacam-se dois grupos importantes, que são:

- a) **Lateríticos:** São solos superficiais, típicos das partes bem drenadas das regiões tropicais úmidas, resultante de uma transformação da parte superior do subsolo pela atuação do intemperismo;
- b) **Saprolíticos:** São solos que resultam da decomposição e/ou desagregação "*in situ*" da rocha matriz pela ação das intempéries (chuvas, insolação, geadas), mantendo ainda de maneira nítida a estrutura da rocha que lhe deu origem.

No Brasil, esses solos são encontrados, na maioria das vezes, em camadas sobrepostas, dentro do mesmo perfil de solo. Porém, apesar de terem propriedades e índices de estado similares, seu comportamento e propriedades de engenharia são muitas vezes distintos. Por isso, mesmo que eles pertençam ao mesmo grupo das classificações tradicionais (USCS, HRB-AASHTO), o seu comportamento peculiar torna a aplicação dos modelos da mecânica dos solos tradicional inválidos (SOUSA, 2016). Balbo (2007) diz que:

Tais solos, de natureza tropical, apesar de algumas vezes, não atenderem rigorosamente as especificações internacionais para utilização como camadas de pavimentos, especialmente em relação à curva granulométrica, com predominância de solos finos e alto índice de plasticidade, vem sendo há várias décadas, empregado com sucesso em pavimentação no Brasil, independente dos valores de CBR.

Os solos tropicais, lateríticos e saprolíticos, representam uma das grandes fontes de materiais para as construções rodoviárias brasileiras. Daí vem a importância de viabilizar a sua utilização em obras várias, pois possibilita a utilização de materiais locais, dada a abundância de ocorrência desses solos nas regiões de clima quente e úmido, o qual é predominante no território nacional. A utilização de solos locais (próximo as obras) possibilita uma economia financeira, reduzindo gastos com transporte, exploração de pedreiras, uso de estabilizantes sem a real necessidade, dentre outros. Além do fator financeiro, pode-se considerar também que o uso racional desse tipo de solo é um ganho ambiental, pois há uma grande economia de combustível (devido às menores distâncias percorridas) e energéticos em geral (BERNUCCI, 2001).

2.1.2 Solos Lateríticos

"Later" significa "tijolo" em latim e "ito" significa material Pétreo. Os solos lateríticos são superficiais, gerados a partir da transformação da parte superior do subsolo devido ao intemperismo, que é muito comum nas partes bem drenadas das regiões de clima tropical úmido. Com relação a sua coloração, as cores que predominam são vermelho e amarelo, como horizontes de solo com espessuras de mais de dois metros de altura e dificilmente maiores que dez metros (DAMO, 2016).

Umas das principais peculiaridades dos solos tropicais lateríticos é a ocorrência de uma cimentação natural ocasionada pela presença de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio (GODOY; BERNUCCI, 2000). No processo de laterização há um enriquecimento no solo de óxidos hidratados de ferro e/ou alumínio e a permanência da caulinita como argilomineral predominante e quase exclusivo, conferindo a estes solos uma coloração típica: vermelho, amarelo, marrom e alaranjado.

Com muitas características úteis para a pavimentação, os solos lateríticos possuem muitas propriedades importantes que levam ao seu uso em obras viárias, as quais são:

- Podem apresentar contração elevada quando secos e possuem aglomeração bem desenvolvida, tornando-os permeáveis e resistentes à erosão (SANTANA; GONTIJO, 1987);
- Apresentam CBR relativamente alto e expansão baixa, assim como limite de liquidez, índice de plasticidade e módulo de resiliência, elevados (DAMO, 2016);
- Fração argila constituída de argilominerais do grupo das caulinitas e de óxidos e hidróxidos de ferro e/ou alumínio o que confere a estrutura poros e agregações altamente estáveis;
- Têm tendência a possuírem uma grande parcela da sua granulometria menor que 2 mm de diâmetro;
- Podem apresentar, inseridos em sua constituição, pedregulhos lateríticos denominados de laterita, que são massas consolidadas, maciças ou porosas, de mesma mineralogia dos solos lateríticos.

Um solo é considerado laterítico quando for considerado de comportamento geotécnico laterítico (JOHNSTON, 2010). Nas obras de pavimentação, o que é mais importante e interessante para a engenharia geotécnica são as características e propriedades desse material quando compactado, pois eles adquirem após a compactação características como alta capacidade de suporte e pequena perda dessa capacidade quando imerso em água (DORNELLES, 2017).

Estes solos ocorrem com abundância em grande parte do território brasileiro. Na Figura 3 nota-se que a maioria dos estados da nação ocorre os solos lateríticos para o uso como material de pavimentação.

Figura 3 - Ocorrência de solos de comportamento laterítico nos estados do Brasil.



Fonte: (NOGAMI; VILLIBOR, 2009).

Assim, o conhecimento desse tipo de solo é de fundamental interesse no meio geotécnico, pois os solos de comportamento laterítico constituem uma grande fonte de matéria prima para obras de terra e pavimentação, podendo ser utilizado em aterros, proteção de taludes contra erosão, estruturas de pavimentos como reforços de subleito, sub-bases e bases (GODOY; BERNUCCI, 2002).

2.1.3 Solos Saprolíticos

Solos saprolíticos ("sapro" significa "pobre" em latim) são solos que resultam da decomposição e/ou desagregação *"in situ"* da rocha matriz pela ação das intempéries (chuvas, insolação, geadas), mantendo ainda de maneira nítida a estrutura da rocha que lhe deu origem. São solos, genuinamente residuais, isto é, derivam de uma rocha matriz e as partículas que a constituem permanecem praticamente no mesmo lugar em que se encontravam em estado Pétreo. Constituem a parte subjacente à camada de solo superficial laterítico aparecendo somente na superfície do terreno através de obras executadas pelo homem ou erosões. São mais heterogêneos e constituídos por uma mineralogia complexa, contendo frequentemente minerais ainda em fase de decomposição. São designados também de solos residuais jovens, em contraste com os solos superficiais lateríticos que seriam maduros (NOGAMI; VILLIBOR, 2009).

Assim como os solos lateríticos, os solos saprolíticos também possuem várias peculiaridades relacionadas a sua constituição física, tanto na fração pedregulho como na fração areia. Como mineral comum em sua composição mineralógica tem-se o quartzo, porém com a presença também de outros minerais como feldspatos (confere ao solo apreciável absorção de água), as micas (em altas porcentagens proporciona elevado limite de liquidez, baixo índice de plasticidade, alta expansão, elevada umidade ótima de compactação, baixa capacidade de suporte e módulo de resiliência) e fragmentos de rocha (SOUZA, 2016).

Já na fração silte, há também ocorrência de quartzo, porém o surgimento de outros minerais com a caulinita e a mica pode agregar outros comportamentos no solo. Como característica, os solos saprolíticos que apresentam a caulinita proporcionam ao solo índice de plasticidade diferente de zero. As micas, por sua vez, proporcionam ao solo altas expansões quando embebidos em água e baixa capacidade de suporte. A fração argila pode apresentar a caulinita, a montmorilonita e illita, sem a presença de hidróxidos e óxidos de ferro e alumínio como visto nos solos lateríticos (NOGAMI; VILLIBOR, 1995).

Em relação as características de macro e microestrutura dos solos saprolíticos, de acordo com NOGAMI; VILLIBOR (1995), tem-se:

- Macroestrutura: herdada da rocha-mãe podem ser machados, variegados, xistosos, listrados, vesiculares, etc;
- Microestrutura: presença de cristais de contornos perfeitamente distinguíveis.

No que diz respeito à plasticidade e expansibilidade, os solos saprolíticos possuem um comportamento muito particular. Eles podem variar desde extremamente plástico até não plástico e de altamente expansivo (quando saturados) até muito contrátil (quando seco). São solos considerados bastante erodíveis, geralmente apresentando baixos valores de CBR e módulo de resiliência. A presença de mica na composição destes solos pode alterar seu comportamento. Quando presente em elevada concentração na fração silte, este mineral torna o solo muito expansivo, tanto no umedecimento quanto na secagem (DORNELLES, 2017).

Como os solos saprolíticos são originados da decomposição e/ou desagregação da rocha mãe, a identificação do solo também pede a identificação da rocha que deu origem ao solo, examinando-se a sua constituição mineralógica e a macroestrutura herdada, para que não se venha classificar erroneamente um solo como residual sem que o mesmo tenha rocha matriz no mesmo local (SOUZA, 2016).

Portanto, esse solos geralmente apresentam uma capacidade de suporte que está abaixo dos índices classificatórios tradicionais ou dos grupos tradicionais. Devido ao baixo valor do limite de liquidez e do índice de plasticidade, são solos considerados inadequados para uso em pavimentação. Ainda, os solos saprolíticos geralmente apresentam um valor de capacidade de suporte abaixo das previsões dos índices classificatórios tradicionais ou dos grupos tradicionais. Associado a um valor de expansão comumente alto, devido ao baixo Limite de Liquidez e Índice de Plasticidade, são geralmente considerados inadequados para uso em pavimentação (NOGAMI; VILLIBOR 1981).

2.1.4 Solos Transicionais

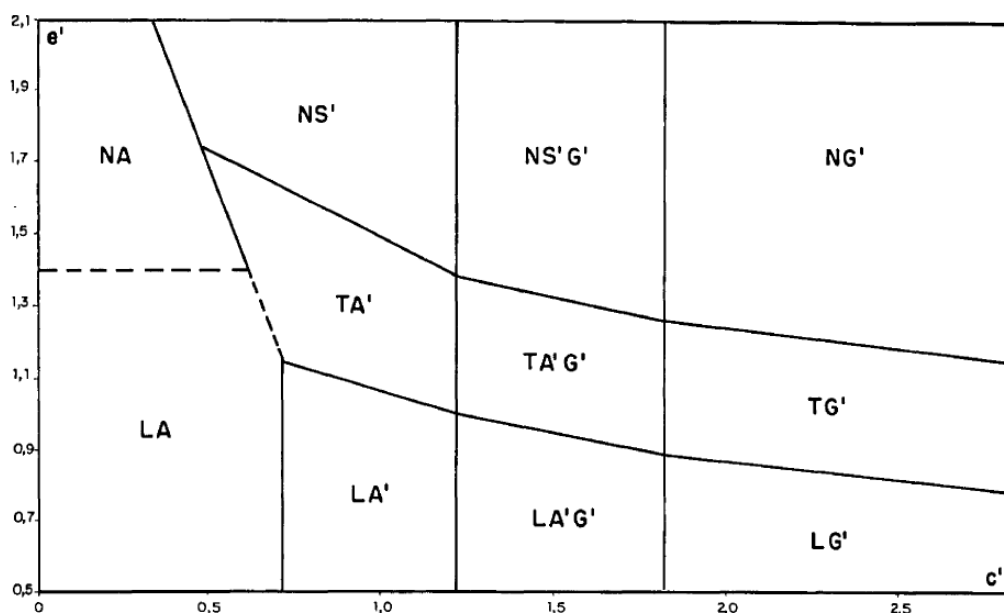
Esse grupo visa classificar os solos que cobrem as formações sedimentares no Brasil e que diferem dos solos lateríticos e saprolíticos muito evoluídos, por apresentarem peculiaridades geotécnicas importantes (DAMO, 2016).

Vertamatti (1988) classifica com transicionais os solos transportados, geralmente coluvionares ou que não foram muito afetados pelos processos pedogênicos. Esse autor estudou solos plínticos da Amazônia, que podem passar totalmente ou ter uma parcela de material retida na peneira de 2 mm. Para isso, ele propôs a utilização de um equipamento desenvolvido por Parsons (1976), para avaliar as características dos solos granulares daquela região.

Como consequência desse estudo foi apresentada uma proposta de modificação para a classificação MCT, incluindo o grupo dos solos transicionais no ábaco classificatório. Este novo ábaco apresentado foi denominado de MCT-M, onde o sufixo M indica a condição de modificação do gráfico.

Portanto, assim surgiu o conceito de solos transicionais, que estão compreendidos na faixa intermediária entre os solos de comportamento laterítico e os de comportamento não laterítico, como mostrado na Figura 4.

Figura 4 – Proposta de modificação do ábaco classificatório MCT.



Fonte: Vertamatti (1988).

2.2 Classificações Geotécnicas Tradicionais de Solos

A identificação de solos deve ser rápida, prática e eficaz, sendo realizada de maneira simples através de um método que seja capaz de subdividir os solos em grupos que tenham as mesmas características para uma determinada aplicação.

Essas propriedades geotécnicas de cada solo devem ser similares e inerentes a classe na qual o solo se enquadra, respeitando o princípio da relação biunívoca entre classe e comportamento (BERNUCCI, 2001).

Damo (2016) diz que os sistemas de classificação de solos surgiram da enorme diversidade e diferença de comportamento dos inúmeros solos, possibilitando o seu agrupamento em conjuntos distintos, aos quais podem ser atribuídas algumas propriedades. Além disso, do ponto de vista da engenharia de solos, a classificação permite prever o comportamento geotécnico do solo quando são submetidos a solicitações mecânicas e hidráulicas devido a carregamentos estruturais e variações ambientais.

Balbo (2007) fala que, para uso em pavimentação, a classificação ideal de solo é aquela que busca relacionar o potencial de um solo em relação a uma dada aplicação na camada de um pavimento, a partir de testes de suas propriedades físicas e correlação com o comportamento observado em obras.

Os parâmetros comumente utilizados na classificação de solos são a distribuição granulométrica e os limites de consistência de Atterberg. Porém, há dificuldades de classificar os solos tropicais através dos parâmetros citados devido às peculiaridades de comportamento que envolvem esse tipo de solo. Isso porque o método laboratorial de granulometria interfere no resultado, onde este passa a não refletir o real comportamento de campo dos solos tropicais, dada presença de micro agregados presentes no solo e que são em grande parte destruídos devido ao procedimento normatizado. Já os limites de consistência sofrem variações devido a energia e o tempo de espatulação e desagregação do solo, sendo que o mais afetado é o limite de liquidez (BERNUCCI, 2001).

Portanto, por muito tempo a adoção de metodologias de investigação oriundas de países de clima temperado limitaram a identificação das potencialidades dos solos tropicais (BATISTA, 2007).

Segundo o DNIT (2006), as classificações tradicionais de solos desenvolvidas originalmente em países de clima temperado e copiadas posteriormente pelo Brasil são as classificações S.U.C.S (Sistema Unificado de Classificação de Solos), que foi proposta pela *American Society of Civil Engineers* (A.S.C.E) e a *Transportation Research Board* (T.R.B), recomendada pela *American Association of State Highway and Transportation Officials* (A.A.S.H.T.O). Ambas

levam em consideração a distribuição granulométricas e os limites de consistência de Atterberg.

2.2.1 Sistema Unificado de Classificação de Solos (S.U.C.S)

Essa classificação foi proposta por Arthur Casagrande, em 1947, com o objetivo de fazer a seleção de materiais para pavimentos de aeroportos, tornando-se uma das mais difundidas e utilizadas no Brasil. Também conhecida pela sigla U.S.C.S (*Unified Soil Classification System*) foi adotada pelo *U.S. Corps of Engineers* que foi quem lhe deu esse nome e a divulgou. Esse sistema é descrito pela norma americana D2488-69 (DAMO, 2016). Como já reiterado, é visto que os solos para os quais a norma se aplica são completamente diferentes dos solos que ocorrem aqui no Brasil, onde o clima predominante é o tropical úmido.

Casagrande posteriormente sugeriu uma extensão particularmente conveniente aos solos britânicos. O sistema baseado na granulometria e nos limites de liquidez e plasticidade, separa os solos em seis grandes grupos (G, S, M, C, O, Pt, respectivamente, pedregulho, areia, silte, argila, solos orgânicos e turfa), acrescentando a estes sufixos que dão ideia de graduação, para os solos de granulação grosseira, e da compressibilidade (unicamente em função do LL) para os solos de granulação fina.

O SUCS leva em consideração os parâmetros tradicionais para classificar os solos, que são a granulometria e os limites de liquidez e plasticidade (LL e LP), além da presença da matéria orgânica. Essa metodologia normatizada divide os solos em 15 grupos distintos, onde cada grupo é representado por duas letras, sendo que a primeira é relativa a granulometria e a segunda referente à plasticidade (SANTOS, 2006).

Na Figura 5 tem-se a classificação dos solos, onde se identificam duas grandes subdivisões, que são:

- Solos de granulometria grosseira: São aqueles que possuem mais de 50% de solo retido na peneira de N°. 200 e;
- Solos de granulometria fina: Mais de 50% de solo passante na peneira de N°. 200.

Figura 5 – Classificação SUCS.

SOLOS DE GRADUAÇÃO GROSSA: mais de 50% retido na peneira nº 200	Pedregulhos: 50% ou mais da fração graúda retida na peneira nº 4	Pedregulho sem finos	GW	Pedregulhos bem graduados ou misturas de areia de ped.com pouco ou nenhum fino.
			GP	Pedregulhos mau graduados ou misturas de areia e ped.com pouco ou nenhum fino.
		Pedregulho com finos	GM	Pedregulhos siltosos ou misturas de ped.areia e silte.
			GC	Pedregulhos argilosos, ou mistura de ped.areia e argila.
	Areias: 50% ou mais da fração graúda passando na peneira nº 4	Areias sem finos	SW	Areias bem graduadas ou areias pedregulhosas, com pouco ou nenhum fino.
			SP	Areias mau graduadas ou areias pedregulhosas, com pouco ou nenhum fino.
		Areias com finos	SM	Areias siltosas - Misturas de areia e silte.
			SC	Areias argilosas - Misturas de areia e argila.
SOLOS DE GRADUAÇÃO FINA: 50% ou mais passando pela peneira nº 200	SILTES e ARGILAS com LL ≤ 50	ML	Siltos inorgânicos - Areias muito finas - Areias finas siltosas e argilosas.	
		CL	Argilas inorgânicas de baixa e média plasticidade - Argilas pedregulhosas, arenosas e siltosas.	
		OL	Siltos orgânicos - Argilas siltosas orgânicas de baixa plasticidade.	
	SILTES e ARGILAS com LL > 50	MH	Siltos - Areias finas ou siltos micáceos - Siltos elásticos.	
		CH	Argilas inorgânicas de alta plasticidade.	
		OH	Argilas orgânicas de alta e média plasticidade.	
	Solos Altamente Orgânicos		PT	Turfas e outros solos altamente orgânicos.

Fonte: DNIT (2006).

De acordo com esta classificação, os solos de granulometria grossa (aqueles com mais de 50% em massa de solo retido na peneira N°. 200) são representados pelos grupos:

- **Grupos GW e SW:** Estes grupos compreendem solos pedregulhosos e arenosos bem graduados que contém menos de 5% de finos não plásticos passantes na peneira N°. 200. Os finos encontrados neste material não interferem nas características de resistência da fração grosseira e nas características de livre drenagem desta fração;
- **Grupos GP e SP:** Estes grupos compreendem solos pedregulhosos e arenosos mal graduados que contém menos de 5% de finos não plásticos passantes na peneira N°. 200. Estes solos podem ser constituídos de pedregulhos uniformes, areias uniformes ou misturas não uniformes de material muito grosseiro e areia muito fina com vazios de tamanhos intermediários;
- **Grupo GM e SM:** Normalmente estes grupos incluem pedregulhos ou areias que contém mais de 12% de finos com pouca ou nenhuma plasticidade. A graduação não é relevante e tanto materiais bem ou mal graduados podem estar incluídos nestes grupos;

- **Grupos GC e SC:** Estes grupos compreendem solos pedregulhosos ou arenosos com mais de 12% de finos que exibem tanto baixa quanto alta plasticidade. A graduação não é relevante, porém sua fração fina normalmente é constituída por argilas que exercem maior influência sobre o comportamento do solo.

Já os solos de granulometria fina (50% ou mais de massa de solo passa pela peneira N°. 200) estão reunidos nos seguintes grupos:

- **Grupos ML e MH:** Estes grupos incluem materiais predominantemente siltosos e solos micáceos. Solos deste grupo são siltes arenosos, siltes argilosos ou siltes inorgânicos com relativa baixa plasticidade;
- **Grupos CL e CH:** Os grupos CL e CH abrangem argilas inorgânicas com baixo e alto limites de liquidez respectivamente;
- **Grupos OL e OH:** Os solos deste grupo são caracterizados pela presença de matéria orgânica, incluindo siltes e argilas orgânicas;
- **Grupo Pt:** Solos que apresentam alto teor de matéria orgânica. São facilmente identificáveis pela cor, cheiro, porosidade e frequentemente pela textura fibrosa. São muito compressíveis e possuem características indesejáveis para a construção civil. Turfas, húmus e solos pantanosos com altas texturas orgânicas são típicos deste grupo.

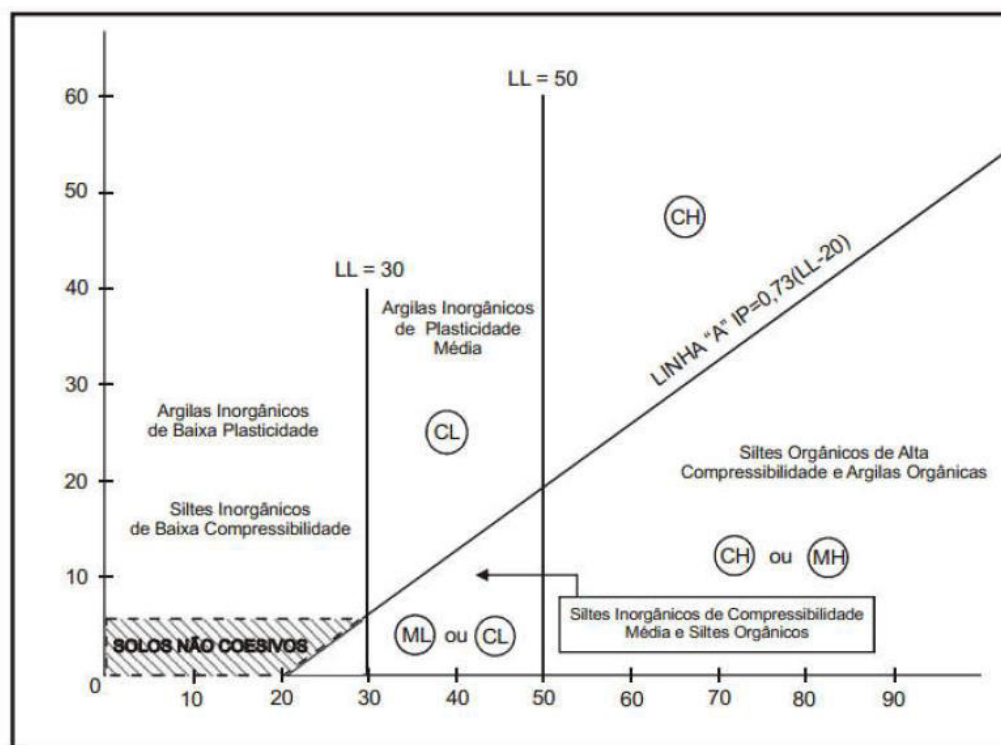
A Figura 6 mostra a classificação U.S.C.S. mais detalhada de acordo com os critérios da ASTM (*American Society for Testing and Materials*).

Já a plasticidade do solo é definida pelos índices de Atterberg (LL e LP) através da correlação apresentada no gráfico de plasticidade mostrado no trabalho de Casagrande, no qual o Limite de Liquidez está representado nas abscissas e o Índice de Plasticidade está representado nas ordenadas (DAMO, 2016). A Figura 7 apresenta esse digrama cartesiano proposto por Casagrande.

Figura 6 – Classificação dos solos de acordo com a U.S.C.S.

Critérios para Estabelecer Símbolos de Grupos e Nomes de Grupos Usando Ensaio de Laboratório ^A				Classificação do Solo	
				Grupo	Nome do Grupo ^B
Solos de granulometria grossa mais de 50 % do solo retido na peneira nº 200	Pedregulhos mais que 50% da fração grossa	Pedregulhos limpos	$Cu \geq 4$ e $1 \leq Cc \leq 3$ ^E	GW	Pedregulho bem graduado ^F
		Menos que 5 % de finos ^C	$Cu < 4$ e/ou $1 > Cc > 3$ ^E	GP	Pedregulho mal graduado ^F
		Pedregulhos com finos	Finos classificam-se como ML ou MH	GM	Pedregulho siltoso ^{F, G, H}
		Mais que 12 % de finos ^C	Finos classificam-se como CL ou CH	GC	Pedregulho argiloso ^{F, G, H}
Solos de granulometria fina 50 % do solo ou mais passa na peneira nº 200	Areias	Areias limpas	$Cu \geq 6$ e $1 \leq Cc \leq 3$ ^E	SW	Areia bem graduada
	50 % ou mais da fração grossa	Menos de 5 % de finos ^D	$Cu < 6$ e/ou $1 > Cc > 3$ ^E	SP	Areia mal graduada
		Areias com finos	Finos classificam-se como ML ou MH	SM	Areia siltosa ^{G, H, I}
	passa na peneira nº 4	Mais de 12 % de finos ^D	Finos classificam-se como CL ou CH	SC	Areia argilosa ^{G, H, I}
Solos altamente orgânicos	Siltes e argilas	Inorgânicos	$IP > 7$ e sobre ou acima da linha "A"	CL	Argila pouco plástica ^{K, L, M}
	Limite de liquidez menor que 50	Orgânicos	$IP < 4$ e abaixo da linha "A"	ML	Silte
			$\frac{LL - \text{seco em estufa}}{LL - \text{não seco em estufa}} < 0,75$	OL	Argila orgânica ^{K, L, M} Silte orgânico ^{K, L, M, O}
	Limite de liquidez maior ou igual a 50	Inorgânicos	IP sobre ou acima da linha "A"	CH	Argila muito plástica ^{K, L, M}
				MH	Silte elástico ^{K, L, M}
				OH	Argila orgânica ^{K, L, M, P} Silte orgânico ^{K, L, M, Q}
Solos altamente orgânicos				PT	Turfa

Fonte: (SANTOS, 2006).

Figura 7 – Gráfico de Plasticidade.

Fonte: (DNIT, 2006).

O Sistema de Classificação Unificada de Solos não apresenta caráter interpretativo, apesar de ser classificado com base nas suas propriedades de engenharia, pois o sistema não qualifica o solo como sendo bom ou ruim para o uso nas camadas de pavimentos rodoviários (SANT'ANNA, 1998).

2.2.2 Classificação HRB (*Highway Research Board*)

A HRB da *Highway Research Board* (hoje chamada de TRB - *Transportation Research Board*) é uma classificação tradicional mais empregada e difundida no meio rodoviário para a classificação de solos (SOUZA, 2016). Essa classificação foi aprovada em 1945, onde constitui-se como um aperfeiçoamento do antigo sistema *Public Roads Administration*, proposto em 1929 (SOUZA, 2016).

O objetivo dessa classificação, assim como também da anterior, é identificar os solos dos subleitos a partir de resultados de ensaios simples como a granulometria, limite de liquidez e limite de plasticidade, que é de prática rotineiras nos laboratórios dos Estados Unidos. Essa proposta foi criada inicialmente para avaliar solos para camadas de base e sub-base de pavimentos. Uma importante diferença desse sistema de classificação para o sistema SUCS é que considera a diferença entre solos granulares e finos a partir de 35% de percentual passantes na peneira N°. 200, ao considerar percentuais passantes nas peneiras de N° 10 e N° 40 e por não oferecer parâmetros qualitativos de graduação e compressibilidade (DAMO, 2016).

Nas primeiras classificações os solos eram divididos em oito grupos (A-1 a A-8), de acordo com sua granulometria. Já entre 1943 e 1945, esta classificação passou por mudanças feitas pelo *Highway Research Board*, onde alguns grupos foram subdivididos e foi introduzido o Índice de Grupo (IG) (SANTOS, 2006).

O Índice de Grupo (IG) é um número inteiro com intervalo de variação entre 0 e 20 que é função da porcentagem de material que passa na peneira N°. 200 e das propriedades índices (LL e IP), podendo ser obtido através da expressão (Equação 1):

$$IG = (F - 35) \cdot [0,2 + 0,005 \cdot (LL - 40)] + 0,01 \cdot (F - 15) \cdot (IP - 10) \quad \text{(Equação 1)}$$

onde:

F: porcentagem de solo que passa na peneira N°. 200, expressa em número inteiro;

LL: limite de liquidez (%);

IP: índice de plasticidade (%).

Desta maneira, o Índice de Grupo infere no dimensionamento das camadas do pavimento uma vez que estabelece a ordenação dos solos dentro de um grupo, conforme suas aptidões, sendo pior o solo que apresentar maior valor do índice de grupo, como por exemplo, o solo A-4 (IG igual a 7) é considerado melhor do que o solo A-4 (IG igual a 8). Para solos de clima temperado esse parâmetro pode ser relacionado com o CBR do solo. Silva (2009) pontua em seu trabalho que o IG atribui ao solo um valor numérico de 0 a 20, sendo que ele varia inversamente à capacidade de suporte do subleito, ou seja, quanto maior o valor obtido para o IG, pior é considerado o solo, tudo isso sob boas condições de drenagem e compactação.

Essa classificação apresenta sete grandes grupos e oito subgrupos separados de acordo com sua distribuição granulométrica, limite de liquidez e plasticidade, que são realizados durante uma rotina de ensaios (PASSOS, 2000).

De acordo com os resultados obtidos nesses ensaios, os solos são enquadrados em grupos que vão de A-1 a A-7, sendo que os solos granulares estão concentrados nos grupos A-1, A-2 e A-3, os silto-argilosos nos grupos A-4, A-5, A-6 e A-7. Os solos granulares são aqueles que retêm mais de 35% em peso na peneira de N°. 200 (0,075 mm) e solos silto-argilosos são aqueles que retêm menos de 35% quando passados nessa mesma peneira (MALANCONI, 2013).

Os materiais constituintes dos grupos A-1 e A-3 são frações de pedras, pedregulho fino e areia. Já o grupo A-2 contém pedregulho ou areias siltosas e argilosas, que por sua vez são classificados na faixa de excelente a bom para pavimentação. Por outro lado, os grupos A-4 e A-5 são formados por solos siltosos e o grupo A-7 constituem-se de solos argilosos, ambos classificados na faixa de sofrível a mal para uso como camada de pavimento (SOUZA, 2016).

A Figura 8 mostra as divisões dos grupos e subgrupos de solos, onde a sua determinação é feita através de um processo de eliminação da esquerda para a direita, sendo que a classificação correta é o primeiro grupo a partir da esquerda com qual os parâmetros obtidos nos ensaios do solo coincidir (DAMO, 2016).

Sousa (2016) pontua em seu trabalho que a classificação solo é determinada por eliminação (da esquerda para a direita), ou seja, será o primeiro grupo com o qual os resultados dos ensaios realizados coincidirem.

Figura 8 – Tabela de Classificação TRB.

CLASSIFICAÇÃO GERAL	MATERIAIS GRANULARES 35% (ou menos) passando na peneira Nº 200							MATERIAIS SILTO - ARGILOSOS			
CLASSIFICAÇÃO EM GRUPOS	A - 1		A - 3	A - 2				A - 4	A - 5	A - 6	A - 7 A - 7 - 5 A - 7 - 6
	A - 1 - A	A - 1 - B		A - 2 - 4	A - 2 - 5	A - 2 - 6	A - 2 - 7				
Granulometria - % passando na peneira											
Nº 10	50 máx.										
Nº 40	30 máx.	30 máx.	51 min.								
Nº 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.
Características da fração passando na peneira Nº 40:											
Limite de Liquidez				40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.
Índice de Plasticidade	6 máx.	6 máx.	NP	10 máx.	10 máx.	11 min.	11 min.	10 máx.	10 máx.	11 min.	11 min.*
Índice de Grupo	0	0	0	0	0	4 máx.	4 máx.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
Materiais constituintes	Fragmentos de pedras, pedregulho fino e areia			Pedregulho ou areias siltsos ou argilosos				Solos siltsos		Solos argilosos	
Comportamento como subleito	Excelente a bom							Sofrível a mau			

* O IP do grupo A - 7 - 5 é igual ou menor do que o LL menos 30.

* O IP do grupo A - 7 - 5 é igual ou menor do que o LL menos 30.

Fonte: (DNIT, 2006).

Tomando-se como base o manual de pavimentação do DNIT (2006), a seguir são descritos, sumariamente, as características dos solos que compõem cada grupo mencionado:

- **Grupo A-1:** O material típico deste grupo é uma mistura bem graduada de fragmentos de rocha e pedregulho, areia grossa, areia média e areia fina com ou sem material fino, não plástico ou pouco plástico;
- **Subgrupo A-1-A:** Este subgrupo inclui materiais constituídos predominantemente de fragmentos de rocha ou pedregulho com ou sem material fino bem graduado

(menos de 50% de material passante na peneira N^o. 10, menos de 30% passante na peneira N^o 40 e menos de 15% passante na peneira N^o. 200, com $IP < 6$);

- **Subgrupo A-1-B:** Este subgrupo inclui materiais com predomínio de areia grossa a média, com ou sem material fino bem graduado (menos de 30% de material passante na peneira N^o. 40, e menos de 25% passante na peneira N^o. 200);
- **Grupo A-3:** O material típico deste grupo são areias finas de praia ou de deserto, com ausência de material siltoso ou argiloso, ou com pequena quantidade de silte não plástico. Também incluem areia fina fluvial mal graduada, com pouca areia grossa e pedregulho (menos de 50% de material passante na peneira N^o. 40 e menos de 10% passante na peneira N^o. 200, material não plástico);
- **Grupo A-2:** Este grupo inclui uma grande variedade de materiais granulares, com graduação irregular e pouco material fino que não se enquadram nas classes A-1 e A-3 devido a maior porcentagem de material passante na peneira de N^o 40 e a presença de plasticidade;
- **Subgrupos A-2-4 e A-2-5:** Os materiais pertencentes a este subgrupo são granulares cuja fração passante na peneira N^o 40 apresenta características dos solos dos grupos A-4 (A-2-4) e A-5 (A-2-5). Este subgrupo também inclui pedregulhos com porcentagem de silte e valores de IP acima dos limites do grupo A-1 e areia fina com porcentagem de silte não plástico acima dos limites do grupo A-3;
- **Subgrupos A-2-6 e A-2-7:** Nestes subgrupos estão materiais semelhantes aos solos do subgrupos A-2-4 e A-2-5, exceto em relação a fração de material passante na peneira N^o 40 composta por argila plástica, possuindo características dos solos dos grupos A-6 (A-2-6) e A-7 (A-2-7);
- **Grupo A-4:** Este grupo reúne solos siltosos não plásticos ou moderadamente plásticos, com porcentagem passante na peneira N^o. 200, maior que 35%;
- **Grupo A-5:** O material típico deste grupo é similar ao descrito no grupo A-4, com material diatomáceo ou micáceo, podendo ser altamente elástico, tal como indicado por seu limite de liquidez;
- **Grupo A-6:** Este grupo apresenta solos argilosos plásticos com porcentagem passante na peneira N^o. 200 maior que 35%. Materiais deste grupo estão sujeitos a grandes variações volumétricas entre os estados seco e úmido;

- **Grupo A-7:** Este grupo reúne materiais semelhantes aos solos do grupo A-6, porém mais elásticos, com alto limite de liquidez e com grandes variações volumétricas;
- **Subgrupo A-7-5:** Inclui solos com moderado índice de plasticidade em relação ao limite de liquidez, podendo ser altamente elásticos e sujeitos a elevadas mudanças de volume;
- **Subgrupo A-7-6:** Inclui materiais que possuem alto índice de plasticidade em relação aos limites de liquidez, estando sujeitos a elevadas variações de volume.

Apesar de todo procedimento descrito, o método de classificação TBR, assim como o método anterior não diferenciam o comportamento de aplicabilidade dos solos tropicais para serem utilizados em obras de pavimentação, levando até mesmo a subutilização de muitos desses solos de características excelentes para uso em camadas de pavimento. No Brasil, o TBR é mais utilizado e difundido que o Sistema de Classificação Unificada de Solos.

2.2.2 Classificação Resiliente dos Solos

O conceito de resiliência está relacionado com a energia armazenada em um corpo deformado no regime elástico, a qual é restituída quando o carregamento que causa essa deformação é retirado, ou seja, é a energia potencial de deformação (DAMO, 2016). Outra definição de resiliência é que corresponde à parcela recuperável da deformação, na qual dura enquanto a tensão estiver sendo aplicada e cessa após a retirada da mesma (CÓRDOVA; GUIMARÃES, 2011).

Os estudos de deformabilidade dos pavimentos foram iniciados por Francis Hveen, que utilizou o termo deformação resiliente (ao invés de elástica), por entender que as deformação causadas nos sólidos elásticos (concreto e aço, por exemplo) são muito menores que as deformações causadas nos pavimentos (MEDINA, 1997). Hveen concluiu através de seus estudos que o trincamento progressivo dos revestimentos asfálticos está ligado diretamente à deformação resiliente (elástica) das camadas inferiores do pavimento, em especial a do subleito, devido aos carregamentos cíclicos sofridos pela estrutura, onde o método de dimensionamento utilizado para evitar deformações permanentes não impedia que o pavimento rompesse por fadiga.

Nesse contexto foi que surgiu o termo nomeado de Módulo de Resiliência (MR) que é o que caracteriza os materiais utilizados nas diversas camadas do pavimento (incluindo o subleito), sob várias condições de teor de umidade, massa específica e estados de tensões, simulando as condições de campo.

Portanto, a partir dos estudos da mecânica dos pavimentos iniciados na COPPE/UFRJ em 1976, através dos trabalhos de Pinto e Preussler, sob orientação do professor Jacques de Medina, foi possível desenvolver uma classificação de solos baseadas nos seus parâmetros resilientes, permitindo, assim, qualificar o comportamento mecânico em termos de sua deformabilidade elástica. Assim, foram obtidos nesses estudos, por meio de ensaios triaxiais dinâmicos, os parâmetros de resiliência das equações de correlação do módulo resiliente (MR) com a tensão confinante σ (solos arenosos) e a tensão desvio σ_d (solos argilosos) (SANTOS, 2006).

Nestes estudos, foram obtidos nos ensaios triaxiais dinâmicos os parâmetros de resiliência das equações de correlação do módulo resiliente com a tensão confinante σ (solos arenosos) e a tensão desvio σ_d (solos argilosos). A classificação resiliente de solos os divide em dois grandes grupos, que são (DAMO, 2016):

- **Solos granulares:** São aqueles que apresentam menos que 35% de peso em material passante na peneira N°. 200 (0,075 mm);
- **Solos finos:** São aqueles que apresentam mais de 35% em peso de material passante na peneira N°. 200 (0,075 mm).

O Manual de Pavimentação do DNIT (2006) apresenta uma classificação resiliente de solos baseada nos estudos de Medina e Preussler, onde esta classificação qualifica os solos quanto ao comportamento mecânico, em termos de deformabilidade elástica. A classificação resiliente baseia-se nos parâmetros de resiliência dos solos, que são expressos por modelos de comportamento elástico não linear, de acordo com o determinado pelo DNIT-ME 131/2010. A seguir são mostrados as classificações por este método, de acordo com o manual do DNIT apresentado em 2006.

A) Solos granulares

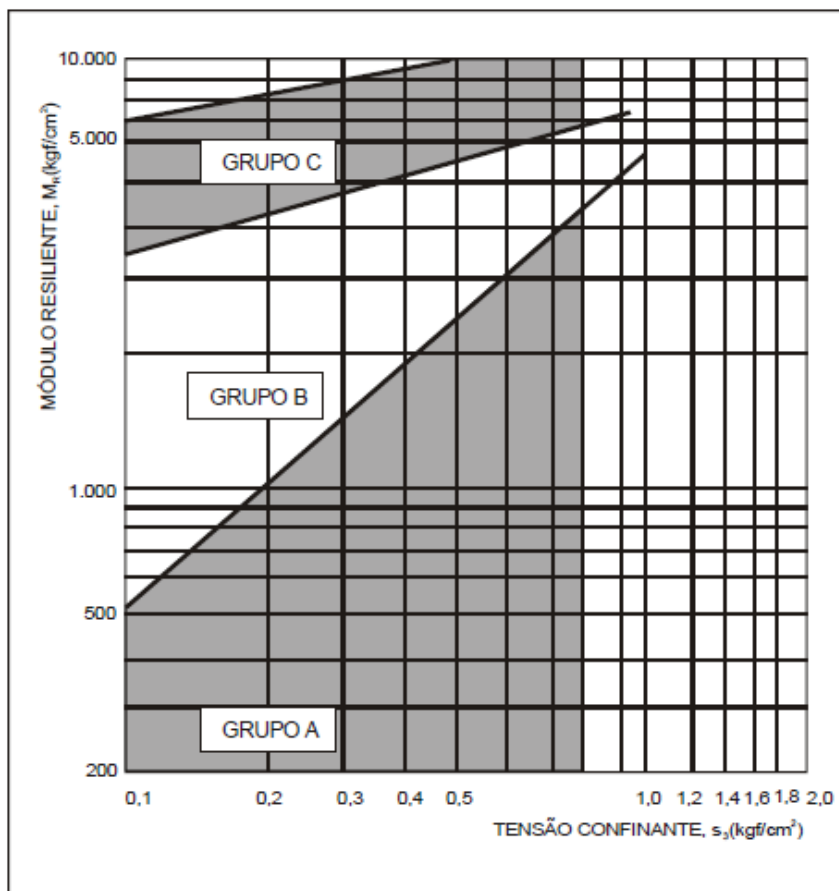
Como já mencionado, os solos granulares são aqueles que apresentam menos de 35% de peso em material passante na peneira N°. 200. A Figura 9 apresenta os grupos de solos A, B e C, que retratam o comportamento deles, definido pelo modelo da Equação 2:

$$MR = K_1 \times \sigma_3^{K_2} \quad (\text{Equação 2})$$

onde:

K_1 e K_2 os parâmetros de resiliência determinados em ensaios triaxiais de carregamento repetido sob tensões de confinamento, σ_3 , e MR o módulo de resiliência correspondente.

Figura 9 – Classificação resiliente de solos granulares.



Fonte: (DNIT, 2006).

Esses grupos possuem características peculiares, onde cada propriedade obtida nos ensaios propõe um emprego adequado. São esses grupos:

- **Grupo A** – Apresentam um grau de resiliência elevado e, portanto, não devem ser aplicados em estruturas de pavimentos para fins de subleito, pois esses solos constituem subleitos de péssima qualidade;
- **Grupo B** – São solos que apresentam um grau de resiliência intermediário, podendo ser empregado em estrutura de pavimentos como base, sub-base e reforço do subleito, ficando seu comportamento dependente das seguintes condições:
 $K_2 \leq 0,50$; bom comportamento;
 $K_2 > 0,50$; comportamento dependente da espessura da camada e da qualidade do subleito.
- **Grupo C** – Solos que apresentam baixo grau de resiliência, podendo ser utilizados em qualquer camada do pavimento, onde seu resultado são estruturas com baixos índices de deflexões.

B) Solos finos

Solos finos são solos que apresentam mais de 35% em peso de material passante na peneira de N°. 200 e são classificados em solos do Tipo I, II e III, de acordo com o ilustrado na Figura 10. Os módulos de resiliência são baseados em modelos matemáticos estudados por Preussler e Pinto (1982) e são apresentados no Manual do DNIT (2006).

Os modelos matemáticos para o cálculo do MR são representados pelas expressões da equação 3 e 4:

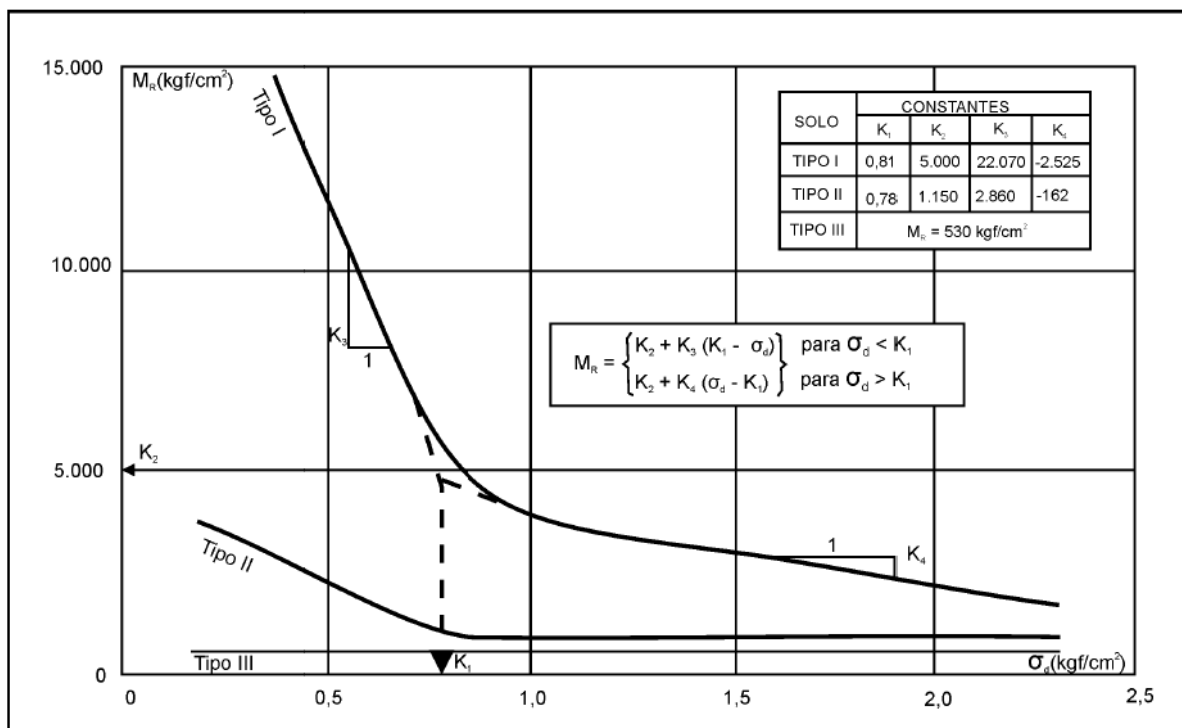
$$MR = K_2 + K_3 \times (K_1 - \sigma_d), \text{ para } \sigma_d < K_1 \quad (\text{Equação 3})$$

$$MR = K_2 + K_4 \times (\sigma_d - K_1), \text{ para } \sigma_d > K_1 \quad (\text{Equação 4})$$

onde:

K_1, K_2, K_3 e K_4 , são parâmetros de regressão do MR determinados em ensaios triaxiais de carregamento repetido sob tensões-desvio (σ_d), e o módulo de resiliência (MR) correspondente.

Figura 10 – Classificação resiliente de solos finos.



Fonte: (DNIT, 2006).

Os grupos (Tipo I, II, III) são:

- **Tipo I** – Solo de bom comportamento resiliente para a utilização como subleito e reforço do subleito, podendo ser usado também como camada de sub-base;
- **Tipo II** – Solo de comportamento regular quanto a resiliência, podendo ser utilizado como subleito e reforço do subleito;
- **Tipo III** – Possui comportamento resiliente ruim e portanto é vedado a sua utilização em camadas de pavimento. Se for utilizado como subleito, requer estudos e cuidados especiais.

Se for inviável o cálculo do MR através dos modelos matemáticos supracitados, é possível estimar a classificação indiretamente (método indireto)

através do percentual de silte (S%) que passa na peneira de N°. 200 e do CBR, conforme mostra a Quadro 01 e as Equações 5, 6 e 7.

Quadro 1 – Classificação dos solos finos (método indireto).

CBR	S%		
	≤ 35	35 – 65	≥ 65
≤ 5	III	III	III
6 – 9	II	II	III
≥ 10	I	II	III

Fonte: Adaptado de (DNIT, 2006).

Solo Tipo I:

$$MR = 4874\sigma_d - 1,129 \quad (\text{Equação 5})$$

Solo Tipo II:

$$MR = 1286\sigma_d - 0,5478 \quad (\text{Equação 6})$$

Solo Tipo III:

$$MR = 530 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\text{Equação 7})$$

2.3 Métodos de Dimensionamentos de Pavimentos Flexíveis

Para um bom dimensionamento é necessário conhecer de forma profunda a estrutura que será projetada para que não venha haver erros de projeto e, portanto, problemas que podem ocorrer logo ao fim da construção. No item 2.3.1, será feita uma pequena abordagem sobre o assunto de pavimentação, o que é, tipos de pavimento, as camadas que o constituem, etc.

2.3.1 O Pavimento

Pavimento é um conjunto de camadas de espessuras finitas que tem como finalidade técnica e econômica resistir aos esforços propiciados pelo tráfego e clima, dando ao usuário a capacidade de trafegar nas vias com conforto, economia e

segurança (SENÇO, 2001). Bernucci *et al.* (2008) define pavimento do ponto de vista funcional e estrutural como uma estrutura composta de múltiplas camadas, construída sobre a superfície final de terraplenagem, destinada técnica e economicamente a resistir aos esforços oriundos do tráfego e do clima, propiciando aos usuários conforto, economia e segurança.

De acordo com Pessoa (2012) pavimento é uma estrutura formada por um conjunto de camadas sobrepostas e finitas, onde a qualidade (resistência) dessas diminui com o aumento da profundidade. Essas camadas existem porque o solo natural em si não é capaz de resistir aos esforços transmitidos pelo tráfego e por isso é necessário esse “reforço” para que assim consiga atender as demandas a ele submetidas.

Todo conceito de pavimento, independentemente do autor, chega a um mesmo objetivo, que é promover qualidade ao tráfego de veículos proporcionando conforto, economia e segurança aos usuários. Essa é a principal função esperada pelo pavimento, onde cada camada contribui para que esse objetivo seja alcançado.

2.3.1.1 Tipos de Pavimento

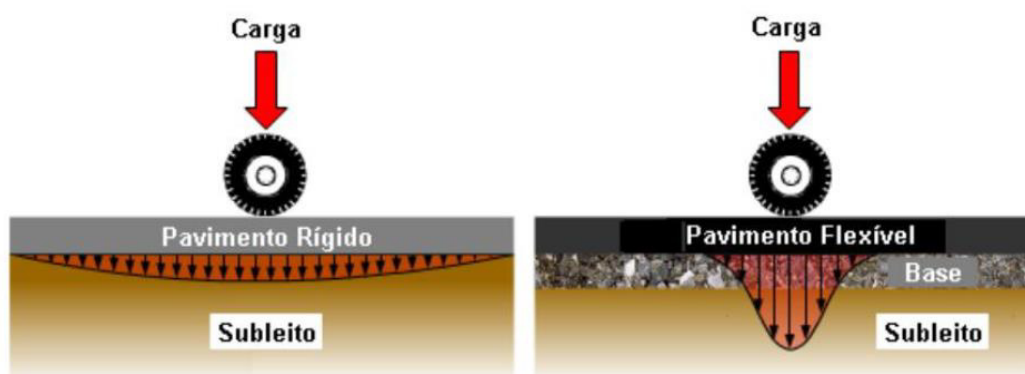
Os pavimentos se classificam, segundo Silva (2005), em dois grandes grupos: pavimentos com revestimento asfáltico (flexíveis) e pavimento com revestimento de concreto (rígidos). Os pavimentos rígidos são aqueles formados por placas de concreto (pavimentos de concreto-cimento) e os pavimentos flexíveis são aqueles em que o revestimento é composto basicamente por uma mistura de agregados e ligantes asfálticos. Esses são projetados e construídos para suportar a ação das cargas dos veículos, onde provocam tensões verticais em toda a estrutura (PESSOA, 2012). Apesar dessas classificações, Senço (2007) pontua que há uma certa dificuldade de enquadrar os pavimentos em cada tipo justamente por este ser constituído por múltiplas camadas.

A diferença entre esses dois tipos de pavimentos está na forma de como ocorre a distribuição das cargas para as camadas inferiores. O pavimento rígido possui um elevado módulo de elasticidade, então as pressões tendem a ser mais bem distribuídas pelas camadas de sub-base fornecendo assim uma maior capacidade de carga ao pavimento (GUEDES, 2016). Nos pavimentos flexíveis as camadas são constituídas por materiais que possuem uma maior deformabilidade,

exigindo assim maiores espessuras para reduzir as tensões nas camadas inferiores que sejam admissíveis pelo solo. Então, a redução das tensões originadas pelo tráfego dissipam-se lentamente em profundidade, solicitando assim mais as camadas inferiores (MAIA, 2012).

Ainda segundo o autor, os pavimentos semirrígidos, que são a situação intermediária entre os dois mencionados anteriormente, onde a camada superior (revestimento) é composta por materiais betuminosos (asfálticos) e as camadas inferiores são constituídas por solos misturados com ligantes hidráulicos (solos-cimento), deixando assim o conjunto com deformabilidade reduzida. A imagem da Figura 11 mostra a distribuição de tensões em cada tipo de pavimento.

Figura 11 – Distribuição de esforços em pavimento rígido e flexível.



Fonte: Departamento de Transportes da UFPR (2009).

2.3.1.2 Camadas de um Pavimento

De acordo com a NBR 7207/1982 (ABNT, 1982), o pavimento é constituído basicamente por quatro camadas que são sobrepostas, iniciando pelo subleito e continuando com a sub-base, base e revestimento, respectivamente. Senço (2007) diz que, como a pressão diminui com a profundidade, as camadas superiores são mais solicitadas que as inferiores, necessitando assim serem construídas com materiais de melhor qualidade (resistência). Portanto, para uma mesma carga aplicada, a espessura do pavimento será maior quanto pior for a capacidade de suporte do subleito (GUEDES, 2016). Assim, essas camadas terão um custo mais elevado, pois dependem de materiais mais nobres do que os materiais de camadas mais profundas.

Outro fator que também interfere no dimensionamento dessas camadas e no tipo de material que será utilizado é o tráfego, que se for pesado, em que as tensões provocadas sejam elevadas, a estrutura terá de resistir a todas essas ações de tráfego, e assim, as camadas deverão ser mais espessas e os materiais de melhor qualidade.

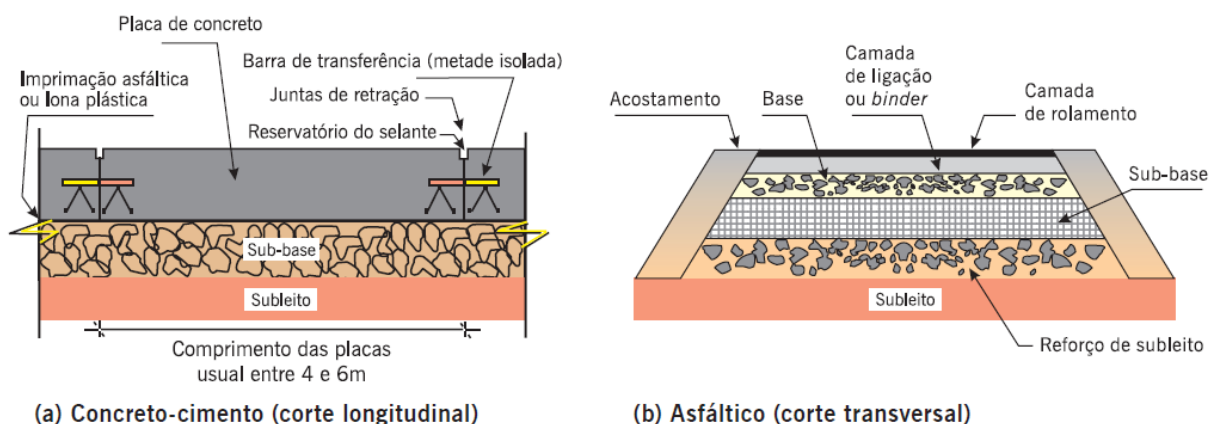
As definições dessas camadas do pavimento, de acordo com Marques (2014) e Guedes (2016), são:

- **Subleito:** É o terreno de fundação do pavimento, já terraplenado, que receberá as camadas seguintes. Às vezes, de acordo com a capacidade de suporte do subleito, se faz necessário realizar um reforço de subleito que é uma camada de materiais oriundos de empréstimos de solo, a qual deve apresentar características superiores ao subleito e inferiores à sub-base;
- **Sub-base:** É a camada que corrige o subleito ou complementa a base. É recomendável utilizá-la em circunstâncias técnico econômicas ou quando não for aconselhável construir a base diretamente sobre o reforço do subleito. Também é utilizada para regularizar ou diminuir a espessura da base. O DNIT recomenda que os materiais empregados em sub-bases tenham ISC (Índice de Suporte Califórnia) superior a 20% e expansão máxima de 1%;
- **Base:** Essa é camada que sofre a maior ação das tensões e por isso deve ser construída de maneira adequada e com materiais de melhor qualidade. Ela é responsável por resistir e distribuir o esforços provenientes do tráfegos às camadas subjacentes do pavimento, aliviando as tensão principalmente no subleito. Além disso também permite a drenagem de água através de drenos. Segundo Bernucci *et al.* (2008) os principais materiais utilizados em sub-bases são: Brita graduada simples (BGS); Brita corrida; Macadame hidráulico e seco; Misturas estabilizadas granulometricamente, solo-agregado, solo natural; Solo melhorado com cimento ou cal, concreto compactado a rolo (CCR), brita graduada tratada com rolo (BGTS);
- **Revestimento:** Essa camada é a que entra em contato direto com os pneus dos veículos e com a ação climática. É projetada com o intuito de melhorar as condições de tráfego quanto à comodidade e segurança, além de resistir aos esforço atuantes levando a superfície de rolamento a uma maior vida útil. Deve ser projetada da melhor maneira possível para que seja capaz de resistir às

cargas e velocidades dos veículos em movimento (BERNUCCI *et al.*, 2008). Essa camada também deve ser o máximo possível impermeável para que problemas não ocorram nas camadas mais profundas e ocasionem danos mais graves no pavimento.

A Figura 12 ilustra um corte longitudinal de um pavimento rígido e transversal de um pavimento flexível, respectivamente, onde observa-se a disposições dessas camadas. O pavimento flexível é representado em “b” e o pavimento rígido em “a”.

Figura 12 – (a) pavimento rígido e (b) pavimento flexível.



Fonte: Bernucci *et al.* (2008).

2.3.1.3 Algumas Considerações

A escolha de materiais que constituem os pavimentos foi baseada por décadas nos métodos empíricos, que são aqueles que levam em conta a experiência. Porém, com o desenvolvimento de novos métodos de laboratório e da chamada “mecânica dos pavimentos”, esta prática está sendo revista, inclusive na parte de dimensionamento da estrutura do pavimento (MOTTA, 2003).

Segundo Franco (2007), dimensionar um pavimento é determinar as espessuras das camadas que o constituem (revestimento, base, sub-base e reforço do subleito) para que estas resistam e transmitam os carregamentos impostos pelo tráfego ao subleito sem levar o pavimento a ruptura, deformações e desgastes excessivos, mantendo sua condição ideal de operação durante o período de projeto.

Ainda, o mesmo autor salienta que, no caso de pavimentos asfálticos, o dimensionamento deve assegurar que o eixos dos veículos não causem o trincamento excessivo da camada de revestimento por fadiga e, também, garantir que as camadas dimensionadas reduzam os efeitos do afundamento de trilha de roda considerando o grau de deformabilidade dos materiais empregados.

Portanto, dimensionar uma estrutura de pavimento requer um grande conhecimento das variáveis envolvidas, que na sua maioria são de difícil precisão e modelagem, como: características dos materiais envolvidos, seu comportamento em relação à aplicação de cargas e o tipo de resposta da estrutura quanto à variação das condições climáticas, transformando esse trabalho em uma difícil missão.

2.3.2 Métodos Empíricos de Dimensionamento

Os métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis chamados de métodos empíricos são aqueles baseados na experiência acumulada e correlacionam o desempenho do pavimento com os materiais utilizados na sua construção.

A vantagem mais importante desses métodos é a de serem facilmente empregados, onde os ensaios realizados para obtenção dos parâmetros de dimensionamento são simples e não demandam uma aparelhagem sofisticada, proporcionando rapidez na obtenção dos dados e baixo custo de realização. Todavia, a sua desvantagem ou limitações estão relacionadas com as condições de contorno (materiais de construção, clima da região, condições de tráfego etc.), onde não é permitida a sua generalização adequada para outras regiões, novos materiais e diferentes condições de tráfego (BEZERRA NETO, 2004).

Franco (2007) e Coutinho (2011) dizem que esse método não pode ser generalizado com confiabilidade para outras regiões senão àquelas para a qual foi desenvolvido. Esse último autor destaca a forte dose empírica do dimensionamento de pavimento asfáltico tradicional (Método do DNIT), onde não contempla o efeito da fadiga, pois foi desenvolvido por meio de observações dos danos permanentes de deformação do subleito e a indisponibilidade de um método de dimensionamento adequado ao estado da arte atual que seja devidamente especificados pelos órgãos competentes como fatos que dificultam a generalização dos métodos modernos e analíticos de dimensionamento.

Destaca-se dentro dos métodos empíricos aquele desenvolvido pelo engenheiro Murilo Lopez de Souza, em 1966, conhecido como método do DNER (Departamento Nacional de Estradas e Rodagem) que hoje é conhecido como DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes) e é o mais adotado no dimensionamento da malha rodoviária do Brasil, onde se utiliza como base as curvas de dimensionamento da USACE (Corpo de Engenheiros Militares dos EUA) e o ensaio de I.S.C (Índice de Suporte Califórnia) (MEDINA, 1997).

2.3.2.1 Método do DNIT (extinto DNER)

De acordo com Motta (1991) e Coutinho (2011), o desenvolvimento da execução de pavimentos asfálticos no Brasil se deu de forma efetiva em meados da década de 50, sendo que na década de 60, o engenheiro Murilo Lopez de Souza propôs um novo método de dimensionamento, que ainda hoje é o método utilizado no manual do DNIT e o mais empregado no dimensionamento das rodovias brasileiras. Essa metodologia foi uma adaptação dos conceitos adquiridos em testes de campo e em pistas de experimentos do USACE (que era originalmente utilizado para pavimentos de aeroportos) e da AASHO/AASHTO. Assim, através dessa metodologia, a espessura do pavimento é determinada de forma que seja capaz de proteger o subleito quanto a ruptura por cisalhamento ou pelo acúmulo de deformações permanentes ou plásticas.

O Eng. Murilo Lopez retirou do trabalho *“Design of Flexible Pavements Considering Mixed Loads and Traffic Volume”*, cuja autoria é de W.J. Turnbull, C.R. Foster e R.G. Ahlvin, membros do USACE, os gráficos para o dimensionamento de pavimentos e a determinação das equivalências de operação entre as diferentes cargas por eixo e a carga por eixo padrão (MEDINA; MOTTA, 2005). Já a partir das conclusões das pistas experimentais da AASHTO, foi atribuído aos materiais utilizados nos pavimentos coeficientes de equivalência estrutural e também os fatores climáticos regionais. É importante ressaltar que esses coeficientes foram reduzidos em relação aos coeficientes obtidos pela AASHTO para, assim, obter maior segurança no dimensionamento (MORAIS, 2014).

Em relação ao ensaio de CBR, ele foi desenvolvido por O. J. Porter em 1929, com o objetivo de comparar a capacidade de suporte dos subleitos, relativa à de uma brita tomada como padrão (MEDINA; MOTTA, 2015). Assim, ele foi aplicado

a um método de dimensionamento a partir do estudo sobre as condições das rodovias do estado da Califórnia nos EUA, daí o nome do ensaio. Nos trechos da pista em que havia ruptura foram estudados os fatores que provavelmente a causaram. Com isso, foi constatado que as principais causas que levaram a pista a romper naqueles trechos foram: má compactação, o excesso de umidade no subleito, as espessuras de base insuficientes e as bases compostas por materiais com pouca resistência à tensão cisalhante. Logo, ficou bem evidente para a Divisão de Rodovias da Califórnia a necessidade de um método de dimensionamento que abrangesse as características que estavam relacionadas com essas falhas e erros constatados, criando assim o método do CBR. Assim, além de suprir as necessidades encontradas em campo, submetia os materiais a condições extremas (COUTINHO, 2011).

Abaixo são listados os parâmetros que dão base para que o método de dimensionamento possa ser aplicado, que são:

- Capacidade de suporte do subleito;
- Classificação dos materiais granulares empregados no pavimento;
- Análise do tráfego;
- Coeficiente estrutural;
- Espessura mínima do revestimento.

Apesar desses parâmetros serem bem abrangentes, Moraes (2014) diz que a forma de determinação deles não permite que se tenha uma segurança do ponto de vista funcional da estrutura do pavimento, pois a determinação do CBR não representa em laboratório as solicitações a que o material estará exposto em campo.

O tráfego é outro parâmetro que pode causar alguns problemas no dimensionamento. Isso porque os métodos empíricos consideram que na rodovia existe apenas um tipo de carregamento padrão e os carregamentos que não fazem parte desse grupo são transformados em um número de solicitações de carregamento do eixo padrão (N), onde nessa transformação há um grande erro embutido, que é o desprezo da inflação dos pneus dos veículos (MORAIS, 2014).

Portanto, esse método de dimensionamento se baseia nas características de suporte do solo do subleito, também dos materiais que irão constituir a estrutura do

pavimento e das características de tráfego através do número N que é um representativo da frota e do tráfego (número de solicitações de um eixo-padrão de 8,2 t) (FERNANDES *et al.*, 2017). Ferreira (2013) diz que esse método possui um caráter generalista em função de ensaios de CBR, onde várias situações são tratadas de forma simplificada.

Daí observa-se que o método está dividido em três etapas fundamentais, que são:

- Definir os materiais a serem utilizados;
- Determinação dos parâmetro de tráfego (essencialmente o número N) e;
- Dimensionamento propriamente dito.

Roteiro de Dimensionamento

De acordo com o Manual de Pavimentação do DNIT (2006) e alguns trabalhos será mostrado a seguir o roteiro de dimensionamento pelo método empírico.

1) Definição dos Materiais

A definição de materiais e da capacidade de suporte do subleito é feita a partir do ensaio de CBR através de corpos de prova indeformados ou moldados em laboratório de acordo com as condições esperadas em campo (de massa específica aparente e umidade especificada para o serviço). Portanto, para assegurar que o pavimento não sofra uma ruptura precoce, o método exige que os materiais utilizados no dimensionamento possuam certas características obtidas nos ensaios como mostra o Quadro 2 (SOUZA, 1981).

Além disso, o mesmo autor determinou as faixas granulométricas para que os materiais granulares possam ser utilizados como base. Logo, a partir dessa ideia, deve ser considerado que a fração passante na peneira de N°. 200 deve ser inferior a 2/3 da fração passante na peneira N°. 40 e também a fração considerada graúda deve indicar um desgaste Los Angeles igual ou inferior a 50%. Se o material já vier sendo empregado constantemente, com base na experiência pode-se adotar um valor de desgaste maior. O Quadro 3 a seguir mostra as faixas granulométricas.

Quadro 2 – Características dos materiais do pavimento.

Material de subleito	CBR $\geq 2\%$ Expansão $< 2\%$
Material para reforço do subleito	CBR maior que o do subleito Expansão $< 1\%$
Material para sub-base	CBR $\geq 20\%$ Expansão $< 1\%$ (Com sobrecarga de 4,536 kgf) Índice de grupo (IG) igual a zero
Material para base	CBR $\geq 80\%$ CBR $\geq 60\%$, se $N \leq 5 \times 10^6$ Expansão $< 0,5\%$ (Com sobrecarga de 4,536 kgf) LL $\leq 25\%$ IP $\leq 6\%$

Fonte: Adaptado de Souza (1981).

Quadro 3 – Granulometria para base granular.

Tipos	Para N > 5 x 10 ⁶			Para N < 5 x 10 ⁶			Tolerâncias da faixa de projeto
Peneiras	A	B	C	D	E	F	
	% em peso passando						
2"	100	100	-	-	-	-	±7
1"	-	75-90	100	100	100	100	±7
3/8"	30-65	40-75	50-85	60-100	-	-	±7
N° 4	25-55	30-60	35-65	50-85	55-100	10-100	±5
N° 10	15-40	20-45	25-50	40-70	40-100	55-100	±5
N° 40	8-20	15-30	15-30	25-45	20-50	30-70	±2
N° 200	2-8	5-15	5-15	10-25	6-20	8-25	±2

Fonte: (DNIT, 2006).

Segundo Souza (1981), se houver a necessidade e for desejável obter mais segurança no dimensionamento, pode-se utilizar uma correção do CBR em função do Índice de Grupo (IG), sendo esse novo parâmetro denominado Índice de Suporte (IS) que é dado pela expressão da Equação 8:

$$IS = \frac{CBR + CBR_{IG}}{2} \quad \text{(Equação 8)}$$

desde que, $IS \leq CBR$, onde:

CBR - Valor determinado no ensaio respectivo e nas condições descritas anteriormente;

CBR_{IG} – Valor determinado pela Tabela 1.

Tabela 1 – CBR_{IG} em função do IG.

Índice de Grupo (IG)	CBR _{IG}
0	20
1	18
2	15
3	13
4	12
5	10
6	9
7	8
8	7
9 a 10	6
11 a 12	5
13 a 14	4
15 a 17	3
18 a 20	2

Fonte: (SOUZA, 1981).

O Índice de Grupo (IG) visa retratar o duplo aspecto de plasticidade e graduação das partículas do solo e seu valor varia entre 0 e 20. O IG é um número empírico calculado a partir da Equação 9, sendo parte da classificação HRB ou TRB de solos, normalmente usada em pavimentação:

$$IG = 0,2a + 0,005ac + 0,01bd$$

(Equação 9)

onde:

a = % de material que passa na peneira N^o. 200, menos 35. Se a % obtida nesta diferença for maior que 75, adota-se 75; se for menor que 35, adota-se 35. (a varia de 0 a 40);

b = % de material que passa na peneira N^o. 200, menos 15. Se a % obtida nesta diferença for maior que 55, adota-se 55; se for menor que 15, adota-se 15. (b varia de 0 a 40);

c = Valor do Limite de Liquidez menos 40. Se o Limite de Liquidez for maior que 60, adota-se 60; se for menor que 40, adota-se 40 (c varia de 0 a 20);

d = Valor de Índice de Plasticidade menos 10. Se o índice de Plasticidade for maior que 30, adota-se 30; se for menor que 10, adota-se 10 (d varia de 0 a 20).

Este parâmetro foi o primeiro a ser utilizado como estimativa da capacidade de carga de um solo no primeiro método brasileiro, onde também foi desenvolvido pelo engenheiro Murillo Lopes de Souza, em 1961 (FERREIRA, 2013).

Mesmo o IS aparecendo no gráfico de dimensionamento, nas últimas décadas tem sido utilizado o valor direto do CBR obtido nos ensaios, pois com o passar do tempo, acabou não sendo mais necessário este cuidado de restrição da capacidade de suporte dos materiais, considerada excessiva (PINTO, 2016). Segundo Coutinho (2011), os valores mínimos aceitáveis para o IS e CBR dos materiais são dependentes do volume de tráfego e da carga máxima por roda, respectivamente.

2) Tráfego

Um bom projeto de pavimentação deve levar em consideração as cargas máximas de cada veículo que irão trafegar na via de acordo com seu respectivo eixo, bem como mostra a Tabela 2.

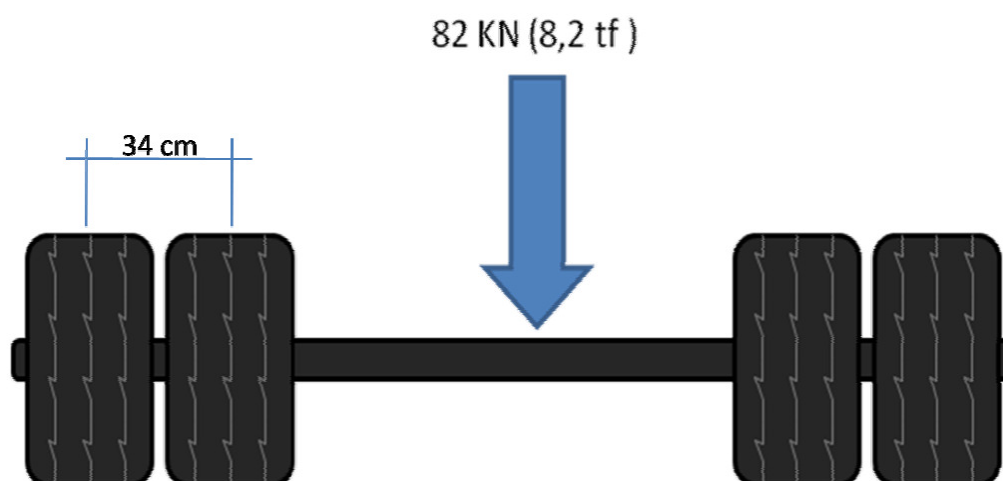
Em relação ao tráfego, o pavimento é dimensionado em função do número de repetições de passagem do eixo padrão (N) que é de 8,2 t durante o período de projeto, tomando os dados para o seu cálculo referentes ao número de veículos, faixas, tipos de veículo (comercial ou passeio) e o tipo de eixo (FERNANDES, 2016).

Tabela 2 – Cargas máximas legais no Brasil.

Eixo	Carga máxima legal	Com tolerância de 7,5%
Dianteiro simples de roda simples	6 t	6,45 t
Simples de roda simples	10 t	10,75 t
Tandem duplo	17 t	18,28 t
Tandem triplo	25,5 t	27,41 t
Duplo de trubus	13,5 t	14,51 t

Fonte: (DNIT, 2006).

A Figura 13 mostra a ilustração do eixo padrão utilizado no cálculo do N. Os Fatores de Equivalência (FE) de operação entre eixos simples e em “tandem”, com diferentes cargas e o eixo simples padrão com carga de 8,2t podem ser encontrados na Figura 14.

Figura 13 – Representação do eixo simples padrão roda dupla.

Fonte: (ROCHA, 2010).

A definição de Eixo Padrão Rodoviário nasceu da necessidade de padronizar as cargas dos eixos em um único valor. O eixo simples padrão (ESP) é associado a um eixo simples com roda dupla que possui carga total de 8,2 tf (82 kN ou 1800 lbf) e pressão de pneu de 5,5 kgf/cm² (550 kPa ou 80 psi) (FRANSOZI, 2014).

Antes de calcular o N, deve-se antes calcular o volume médio e o volume total de tráfego na via de projeto, pois são pré-requisitos para se chegar no valor esperado.

Primeiro é necessário o Volume Médio de tráfego que é obtido pela Equação 10:

$$V_m = \frac{V_1 \left[2 + \frac{(P-1)t}{100} \right]}{2} \quad (\text{Equação 10})$$

onde:

V_1 – volume médio diário de tráfego no ano de abertura, em um sentido;

t – taxa de crescimento anual (%) em progressão aritmética;

P – período de anos.

Daí, o Volume Total de tráfego V_t , em um sentido, durante o período de projeto é dado por (Equação 11):

$$V_t = 365 \cdot P \cdot V_m \quad (\text{Equação 11})$$

Portanto, admitindo-se uma taxa t (%) de acréscimo anual em progressão geométrica, o Volume Total do tráfego, V_t , será:

$$V_t = \frac{365 \cdot V_1 \left[\left(1 + \frac{t}{100} \right)^P - 1 \right]}{\frac{t}{100}} \quad (\text{Equação 12})$$

Logo, conhecendo o Volume Total do tráfego calculamos o valor do N que é definido pela fórmula da Equação 13:

$$N = 365 \cdot V_m \cdot P \cdot (FC) \cdot (FE) \cdot (FR) \quad (\text{Equação 13})$$

onde,

N – número equivalente de operações de eixo padrão;

V_m – volume médio de tráfego no sentido mais solicitado, no ano médio do período de projeto;

P – período de projeto ou vida útil, em anos;

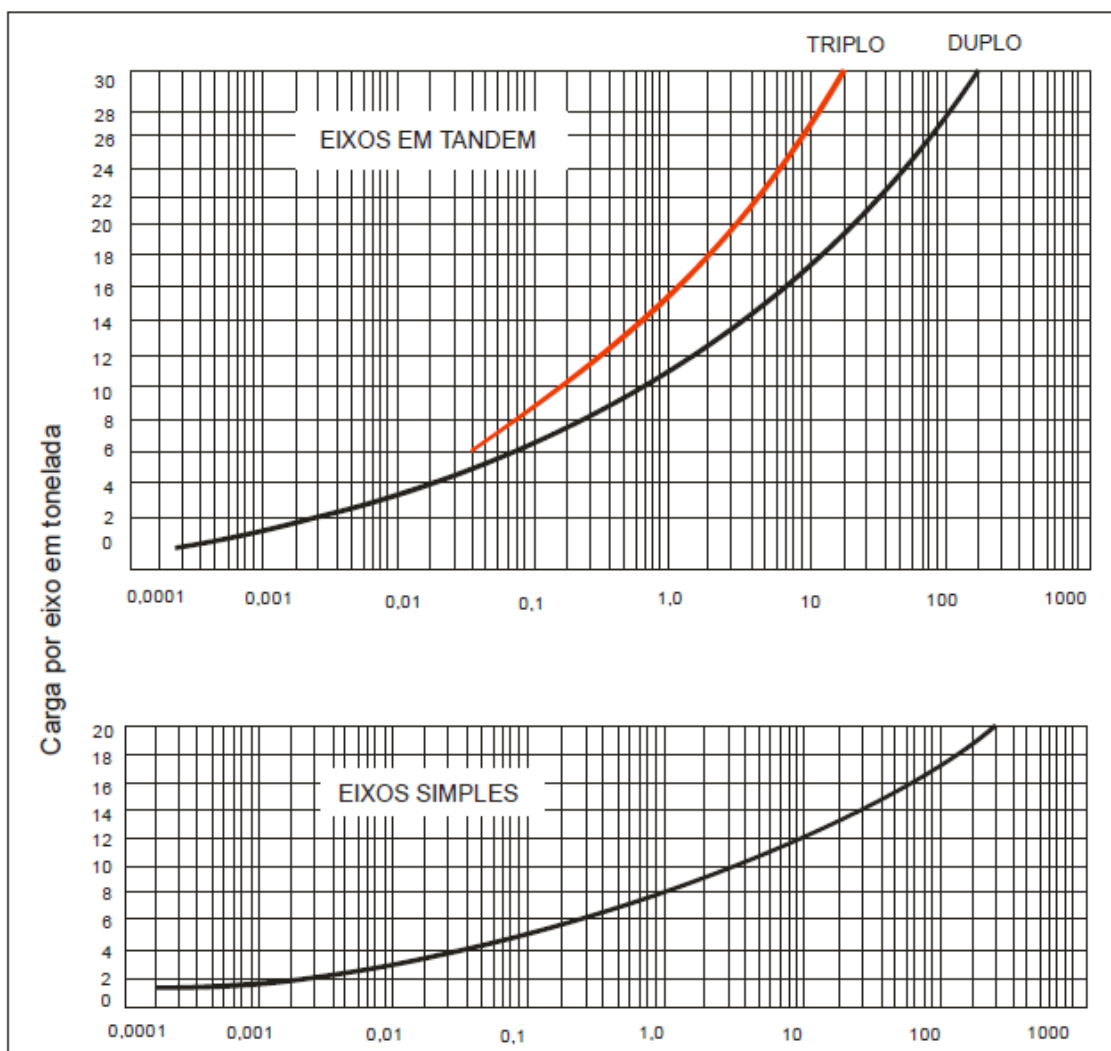
FC – fator de carga;

$FV = FC \times FE =$ fator de veículo;

FE – fator de eixo;

FR – fator climático regional (Adota-se $FR = 1$, quando não se conhece o FR da região).

Figura 14 – Fatores de Equivalência de operações.



Fonte: (DNIT, 2006).

De acordo com Senço (2007), o Fator de Carga (FC) utiliza os conceitos de equivalências de operações no seu cálculo, onde uniformiza os efeitos dos

diferentes tipos de veículos que trafegam nas rodovias em um tipo padrão. Assim, se tiver um fator de equivalência de operações igual a 9 quer dizer que esse é um veículo cuja passagem equivale ao um efeito de 9 passagens de um eixo padrão. Na Figura 14 é mostrado o ábaco para o cálculo desse fator. Observa-se nessa figura que os eixos com menos de 4 toneladas tem um fator bem próximo de zero e, portanto, geralmente são desprezados no cálculo. É por este motivo que o veículo de passageiros não entra na contagem para o cálculo do N.

O Fator de Eixo (FE) transforma o tráfego em um número de repetições de eixos padrão no sentido dominante, através do cálculo do número de eixos de acordo com os tipos de veículos que passarão pela via (PINTO, 2016). A expressão que define o FE é (Equação 14):

$$FE = \left(\frac{p_2}{100}\right) \times 2 + \left(\frac{p_3}{100}\right) \times 3 + \dots + \left(\frac{p_n}{100}\right) \times n \quad (\text{Equação 14})$$

onde:

p_2 = porcentagem de veículos com 2 eixos;

p_3 = porcentagem de veículos com 3 eixos;

p_n = porcentagem de veículos com n eixos.

O Fator Climático Regional (FR) é também conhecido como fator de chuva. Assim ele deve ser considerado, pois as variações de umidade influem na capacidade de suporte do pavimento. Para obter esse dado é necessário levar em conta as variações de umidade em um período de um ano. A Tabela 3 mostra como é feita a relação da precipitação com o valor adotado de FR. No nordeste geralmente se utiliza $FR = 1$.

Tabela 3 – Relação entre precipitação e fator climático regional (FR).

Altura média anual de chuva (mm)	Fator climático regional (FR)
Até 800	0,7
De 800 a 1500	1,4
Mais de 1500	1,8

Fonte: (SENÇO, 2007).

O Fator de Veículo (FV) pode ser calculado através dos FV's individuais das diferentes categorias de veículos (FV_i) e das porcentagens P_i com que estas categorias de veículos ocorrem na estrada que está sendo considerada através da Equação 15 (DNIT, 2006):

$$FV = \frac{\sum P_i \cdot FV_i}{100} \quad (\text{Equação 15})$$

Os veículos classificados pelo DNIT são divididos em categorias, as quais são:

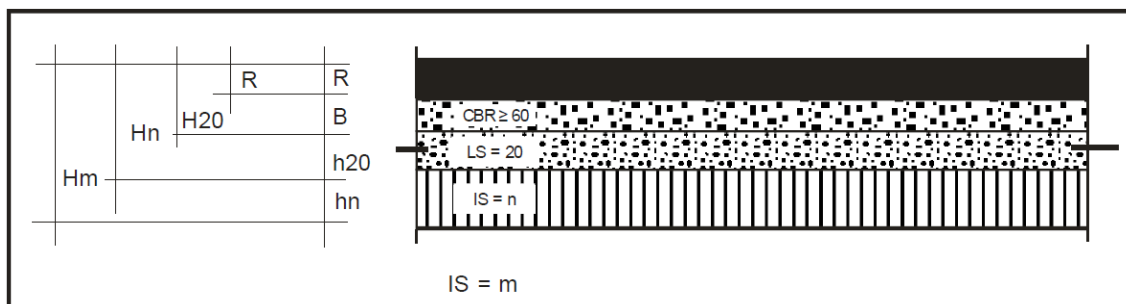
- a) automóveis;
- b) ônibus;
- c) caminhões leves, com dois eixos simples, de rodas simples;
- d) caminhões médios, com dois eixos, sendo o traseiro de rodas duplas;
- e) caminhões pesados, com dois eixos, sendo o traseiro "tandem";
- f) reboques e semi-reboques: as diferentes condições de veículos, em unidades múltiplas.

O manual do DNIT (DNIT, 2006) diz que os automóveis e os caminhões leves são desprezíveis no cálculo do FV e que só interessa os veículos como caminhões médios, pesados e reboques e semirreboques.

3) Dimensionamento

Após as etapas mostradas acima, parte-se para o dimensionamento propriamente dito, determinando a espessura total do pavimento, o tipo (escolha) e a espessura da camada de revestimento e a espessura de cada uma das camadas que o constituem. A Figura 15 mostra o esquema das camadas do pavimento com suas respectivas espessuras.

Figura 15 - Esquema de camadas do pavimento em relação às camadas equivalentes.



Fonte: (DNIT, 2006).

Nessa figura, os símbolos utilizados no dimensionamento do pavimento são:

H_m – espessura total do pavimento necessário para proteger um material com CBR ou IS = m;

H_n – espessura do topo revestimento até o início da camada de reforço do subleito;

h_n – espessura da camada do pavimento com CBR ou IS = n, representando geralmente o reforço do subleito;

H₂₀ – espessura do revestimento + base;

h₂₀ – espessura da sub-base;

B – espessura da base e;

R – espessura do revestimento.

a) Espessura total do pavimento

De posse dos dados referentes ao tráfego que solicitará o pavimento durante o tempo de projeto (número N) e o IS ou CBR do subleito, a espessura total do pavimento (**H_m**), em termos de material granular (**K = 1**), é determinada através do ábaco da Figura 16. Outra maneira de encontrar a espessura total do pavimento, segundo Balbo (2007), é a Equação 16 a seguir, que é solução das retas encontradas no ábaco obtida por regressão linear múltipla.

$$H_t = 77,67 \cdot N^{0,0482} \cdot CBR^{-0,598} \quad (\text{Equação 16})$$

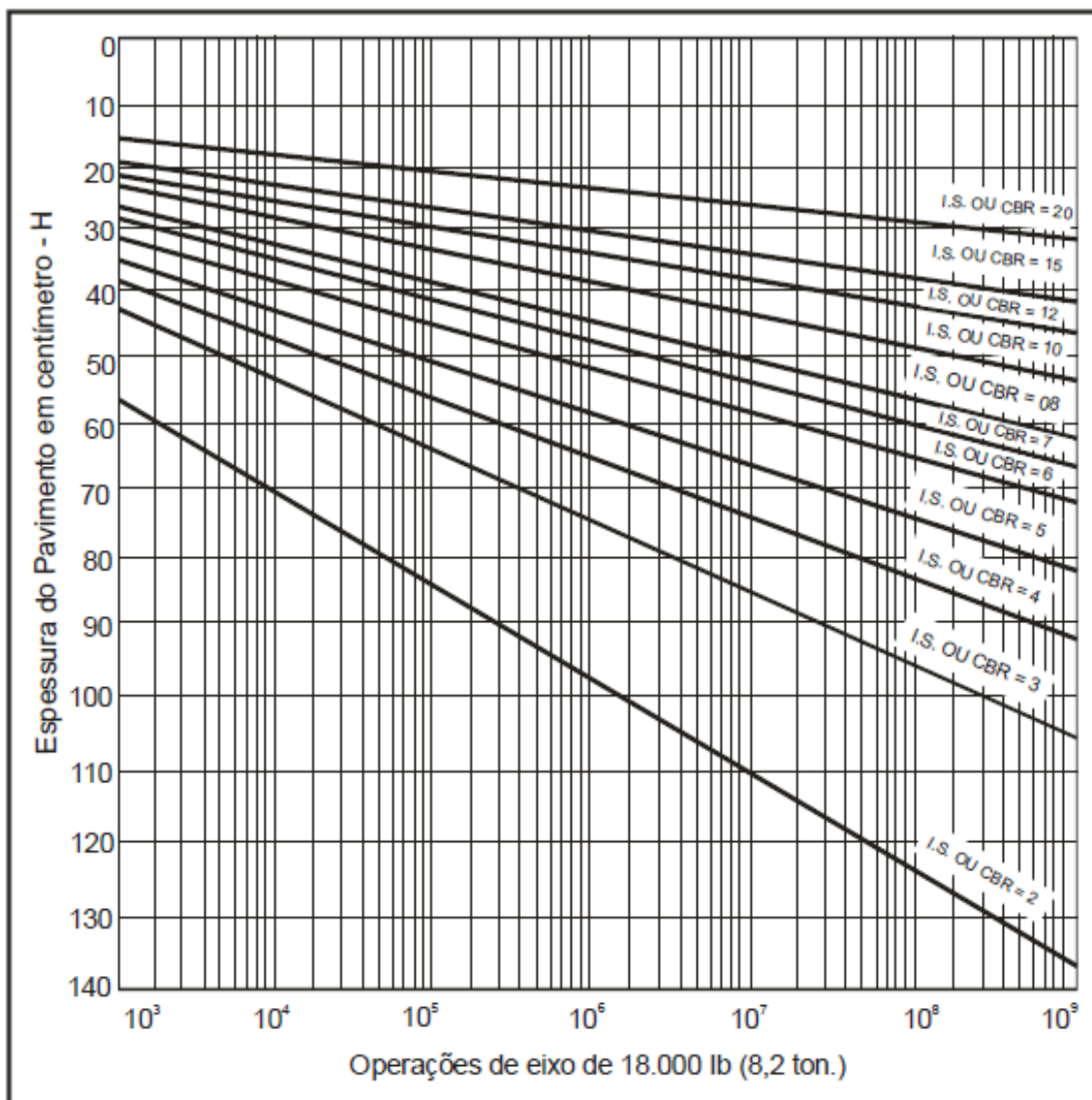
onde,

H_t – espessura equivalente em cm;

N – número equivalente de operações de eixo padrão;

CBR – Índice de Suporte Califórnia.

Figura 16 – Fatores de Equivalência de operações.



Fonte: (DNIT, 2006).

Assim, basta entrar com o valor de N do projeto (abscissa) seguindo verticalmente até encontrar o valor de CBR que representa o material em questão e, em seguida, segue-se horizontalmente para a esquerda até encontrar a espessura que corresponde esses dados. Vale pontuar que, mesmo que o CBR da sub-base seja superior a 20, a espessura necessária para protegê-la deve ser calculada como se esse CBR fosse realmente 20 e, por esta razão, usam-se sempre os símbolos H_{20}

e h_{20} para designar as espessuras de pavimento sobre sub-base e a espessura de sub-base, respectivamente (DNIT, 2006).

b) Tipo e espessura da camada de revestimento

A camada de revestimento é dimensionada considerando as espessuras mínimas recomendadas pelo DNIT em função do número de repetições do eixo padrão (N), como mostrado na Tabela 4. Vale ressaltar que essas espessuras recomendadas visam, respectivamente, as bases de comportamento puramente granular (DNIT, 2006).

Tabela 4 – Espessura mínima de revestimento betuminoso.

N	Espessura Mínima de Revestimento Betuminoso
$N \leq 10^6$	Tratamentos superficiais betuminosos (1,5 a 3,0 cm)
$10^6 < N \leq 5 \times 10^6$	Revestimentos betuminosos com 5,0 cm de espessura
$5 \times 10^6 < N \leq 10^7$	Concreto betuminoso com 7,5 cm de espessura
$10^7 < N \leq 5 \times 10^7$	Concreto betuminoso com 10,0 cm de espessura
$N > 5 \times 10^7$	Concreto betuminoso com 12,5 cm de espessura

Fonte: (DNIT, 2006).

c) Espessura das demais camadas

Finalmente, após determinar a espessura total do pavimento (H_m), em termos de material granular, e escolher o tipo de revestimento com sua respectiva espessura, segue-se para o cálculo das demais camadas de acordo com o material disponível e seus respectivos coeficientes de equivalência estrutural. Esse coeficiente indica a capacidade de distribuição das tensões que um material tem em relação ao material considerado padrão (BEZERRA NETO, 2004).

A Tabela 5 fornece os coeficientes de equivalência estrutural dos tipos de materiais utilizados em pavimentação.

Tabela 5 – Coeficientes de equivalência estrutural.

Componentes do pavimento	Coeficiente K
Base ou revestimento de concreto betuminoso	2,0
Base ou revestimento pré-misturado a quente, de graduação densa	1,7
Base ou revestimento pré-misturado a frio, de graduação densa	1,4
Base ou revestimento betuminoso por penetração	1,2
Camadas granulares	1,0
Solo cimento com resistência à compressão a 7 dias, superior a 45 kg/cm	1,7
Solo cimento com resistência à compressão a 7 dias, entre 45 kg/cm e 28 kg/cm	1,4
Solo cimento com resistência à compressão a 7 dias, entre 28 kg/cm e 21 kg/cm	1,2

Fonte: (DNIT, 2006).

Portanto, uma vez obtidos os valores das espessuras H_m , H_n e H_{20} pelo ábaco apresentado, determina-se as espessuras da base (B), sub-base (h_{20}) e do reforço do subleito (h_n) de acordo com a resolução das equações de forma sucessiva, que são (Equação 17 a 19):

$$R \cdot K_R + B \cdot K_B \geq H_{20} \quad (\text{Equação 17})$$

$$R \cdot K_R + B \cdot K_B + h_{20} \cdot K_S \geq H_n \quad (\text{Equação 18})$$

$$R \cdot K_R + B \cdot K_B + h_{20} \cdot K_S + h_n \cdot K_{Ref} \geq H_m \quad (\text{Equação 19})$$

onde,

K_R – coeficiente de equivalência estrutural do revestimento;

K_B – coeficiente de equivalência estrutural da base;

K_S – coeficiente de equivalência estrutural da sub-base;

K_{Ref} – coeficiente de equivalência estrutural do reforço do subleito.

O manual do DNIT (2006) diz que, na situação em que na resolução das equações for obtida uma espessura inferior a 15 cm, deve-se adotar 15 cm como a espessura da camada.

2.3.3 Métodos Analíticos (Mecanístico-empírico)

Sabe-se que o método de dimensionamento de pavimentos flexíveis no Brasil envolve a aplicação de uma metodologia empírica, onde foi desenvolvida com base na observação periódica dos parâmetros em campo associados a grandezas como repetição de cargas e capacidade de suporte dos materiais, sendo essa última grandeza mensurada pelo CBR. Não seria impensável falar que os pavimentos brasileiros são superdimensionados, haja vista que, no Brasil, há ausência da condição crítica de correspondente ao degelo da primavera (DNIT, 2006).

Porém, segundo alguns autores, esta metodologia mostra-se incompatível com a realidade da pavimentação nacional e deve ser complementada com análises teórico-experimentais (mecanísticas-empíricas) que busquem avaliar o comportamento estrutural das camadas. Esses métodos mecanísticos ainda possuem uma dose empírica em sua essência, pois a parametrização dos materiais é feita através da análise de tensões em laboratório ou em pista, em termos de características mecânicas de deformação e descolamento dos materiais (ALMEIDA *et al.*, 2015). O mesmo autor ainda diz que também são consideradas características relacionadas à deformabilidade dos materiais, a qual é representada pelo Módulo de Resiliência (MR). Segundo Maia, Silva e Barroso (2015), o Módulo de Resiliência é a propriedade mais importante obtida no ensaios.

Uma definição importante sobre o tema, segundo Bernucci (1995), é que os modelos mecanísticos são aqueles que analisam o pavimento como uma estrutura de múltiplas camadas, que ao ser solicitada por uma carga, sofre um descolamento. Assim, através das características dos materiais da estrutura e do subleito, calcula-se as tensões e deformações em qualquer ponto do pavimento e, com isso, podem

ser feitas alterações quanto a natureza dos materiais e da espessuras das camadas, possibilitando assim um maior controle e confiabilidade no dimensionamento, proporcionando um desempenho adequado a cada um dos materiais empregados no pavimento.

O método mecanístico utiliza a teoria da elasticidade para calcular os deslocamentos e as tensões na estrutura com base nas características dos material e das cargas do tráfego. Entretanto, calcular tais tensões e deslocamentos não é uma das tarefas mais simples e, por isso, foram criados diversos modelos para calcular o deslocamento sofrido por um material elástico em um semi-espço infinito quando solicitado por uma carga, a exemplo: Lord Kelvin em 1848 e Boussinesq em 1968; mais tarde, Burmister em 1945, que apresentou uma teoria geral para o cálculo das tensões e deslocamentos utilizando a teoria da elasticidade para uma estrutura composta por duas camadas (BERNUCCI, 1995).

Porém, essa autora destaca que as soluções analíticas oriundas desses modelos eram trabalhosas e difíceis, principalmente naquela época, pois não havia o poder tecnológico computacional atual. Com isso, alguns pesquisadores criaram ábacos para os cálculos das tensões e deslocamentos, facilitando assim a análise da estrutura do pavimento. A exemplo: Foster e Ahlvin (1954) para uma massa de solo homogêneo e isotrópico sujeitos a uma carga uniforme circular; Thenn de Barros (1965) e Andreatini (1970) para estruturas de duas camadas; Thenn de Barros (1966) para um sistema de duas a três camadas.

Nos dias atuais, já há uma facilidade para realizar tais cálculos considerados difíceis e trabalhosos, pois existem programas de dimensionamento que calculam as tensões, deslocamentos e deformações de um sistema de múltiplas camadas pela teoria da elasticidade, pelo método de diferenças finitas, supondo um comportamento elástico-linear dos materiais. Outros programas calculam estes parâmetros através do método dos elementos finitos, supondo um comportamento elástico não-linear de seus materiais. Tanto o método de diferenças finitas como o método dos elementos finitos utilizam a teoria da elasticidade. Alguns programas utilizados são:

- Elsym5 (*“Elastic Layered System with Normal Loads”*) – desenvolvido pela Universidade da Califórnia, com base no método das diferenças finitas e que tem por hipótese um comportamento elástico-linear dos materiais;

- FEPAVE 2 – Também da Universidade da Califórnia, com base no método do elementos finitos e que tem por hipótese um comportamento elástico não linear dos materiais;
- MICHIPAVE – Desenvolvido pela Universidade de Michigan, com base no método do elementos finitos e que tem por hipótese um comportamento elástico não linear dos materiais.

As pesquisas voltadas para métodos mecanísticos de dimensionamento no Brasil vem ocorrendo desde a década de 80. O primeiro programa a iniciar a utilização dos programas no país foi o FEPAVE e mais tarde o PAVE (FRANCO, 200) que veio com a proposta de acrescentar mais uma ferramenta de análise de pavimentos no país. Porém, esses métodos não realizam o dimensionamento propriamente dito da estrutura, eles apenas verificam se esta resistirá aos danos estimados pelos modelos de previsão previamente selecionados pelo autor do projeto (FRANCO, 2007). Atualmente, os softwares mais utilizados na aplicação do método mecanístico-empírico são: Sispav, Elsym5, Everstress, Fepave 2 e Kenpave. Esses programas utilizam o módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson dos materiais como parâmetros de entrada e algumas outras hipóteses como carregamentos dinâmicos ações climáticas, materiais viscoelásticos, etc (ALMEIDA *et al.*, 2015).

Bastos, Soares e Barroso (2014) dizem que, no Brasil, devido às experiências adquiridas pelos órgãos rodoviários no uso dos métodos empíricos de dimensionamento de pavimentos, bem como sua facilidade e simplicidade, faz com que eles ainda sejam muito utilizados desde 1966 sem transformações significativas.

Já Franco (2007) diz que:

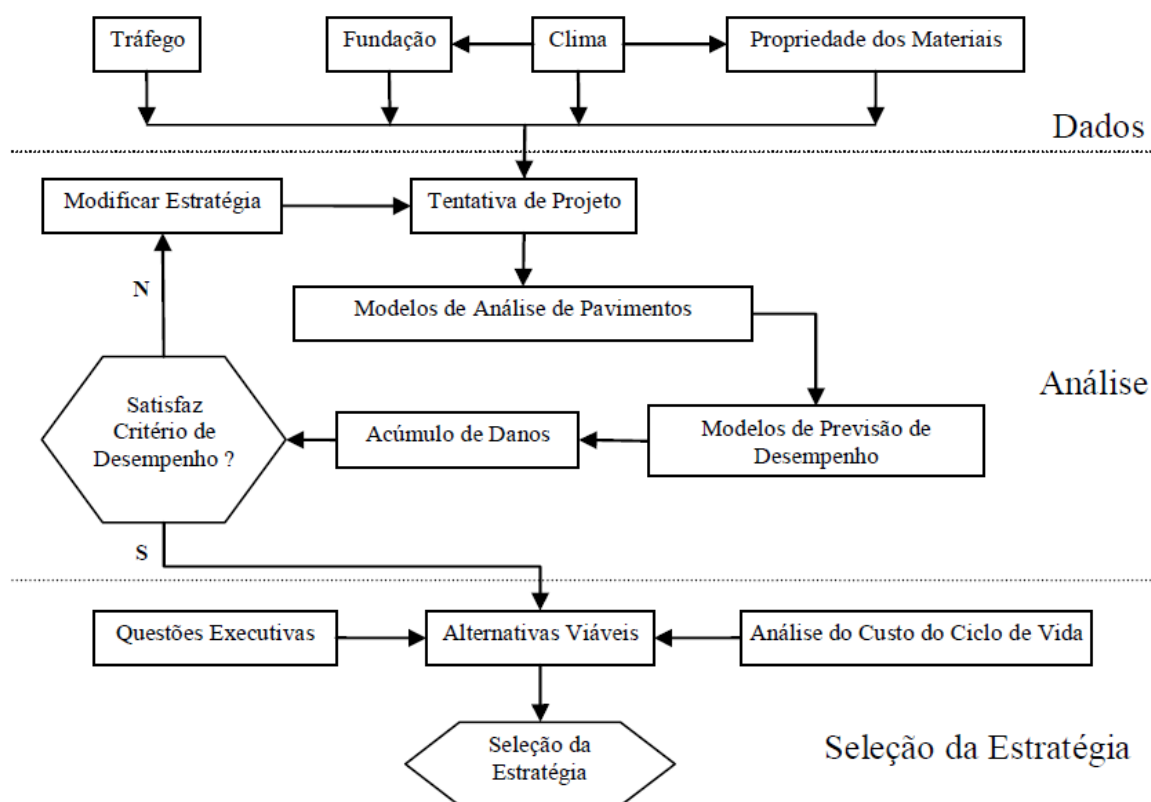
Mesmo com essas ferramentas atuais de análises de pavimentos disponíveis que utilizam um método mecanicista, muitos projetos ainda são realizados por meio dos métodos de dimensionamento empíricos com base nos ensaios de CBR. Isso se deve, em parte, à necessidade de uma mudança de cultura muito brusca na comunidade da pavimentação brasileira que é, por sua vez, dificultada, dentre outros fatores, pela falta de uma metodologia mecanística de utilização simples e que produza uma percepção confiável nos resultados. Também o fato de que não há uma

“agência” oficial “patrocinando” a Universidade nesta busca ou, mesmo, desenvolvendo por conta própria.

Atualmente, o método de dimensionamento da AASHTO 2002 é considerado o maior passo em direção à uma metodologia que envolve totalmente a análise mecânica para o de dimensionamento de pavimentos, ou seja, retira totalmente a parcela empírica das metodologias atuais (JACQUES, 2015).

A metodologia de dimensionamento criada pelo AASTHO, por meio do programa NCHRP em 2004, requer uma interação manual do projetista, ou seja, depois de ser selecionada a estrutura, o método analisará se o dimensionamento está satisfazendo os critérios de desempenho estabelecidos inicialmente, onde, se esses critérios não forem atendidos, deverá haver uma outra tentativa, até que todos os requisitos sejam satisfeitos. A Figura 17 mostra o fluxograma desse processo de dimensionamento.

Figura 17 – Processo completo do dimensionamento de pavimentos proposto pela AASTHO.



Fonte: (NCHRP, 2004).

Assim, o desempenho do pavimento asfáltico, segundo essa metodologia da AASTHO, é medido em função da deformação permanente (afundamento de trilha de roda), trincamento por fadiga, trincamento térmico e nível de irregularidade. Assim, para a AASTHO (NCHRP, 2004) deve-se considerar os seguintes parâmetros como critério mínimo para uma análise de projeto, que são:

- Configurações de rodas múltiplas com diferentes níveis de carregamento;
- Variações sazonais das propriedades dos materiais;
- Comportamento não linear dos materiais não-estabilizados; e
- Confiabilidade do projeto (preferencialmente).

Apesar das diferenças, é perfeitamente possível a coexistência dos métodos empíricos, que são aqueles baseados na experiência com os métodos mecânicos, capazes de verificar problemas de subdimensionamento ou demasiada cautela no dimensionamento de algumas estruturas e até mesmo a utilização inadequada de alguns materiais (BERNUCCI, 1995). Portanto, os métodos mecânicos-empíricos vem aliar essas duas metodologias de forma a melhorar os métodos de dimensionamento de pavimento.

O método mecânico-empírico consiste, basicamente, nos seguintes procedimento (FRANCO, 2007):

- Reunir os dados referentes aos materiais de pavimentação, ao tráfego e às condições ambientais;
- Correlacionar os dados de resistência dos materiais e tráfego em função das épocas sazonais e o comportamento dos materiais em função do tipo de carregamento;
- Escolher as espessuras das camadas e calcular as tensões e deformações considerando as diversas correlações obtidas;
- Relacionar os valores críticos de tensões e deformações com os danos que a repetição das cargas podem causar ao pavimento por meio de modelos de previsão; e
- Verificar se as espessuras escolhidas satisfazem as condições impostas no dimensionamento.

2.3.3.1 Modelos de Previsão

De acordo com o DNIT (2006), os modelos empíricos podem ser completados através de análises que permitam considerar no dimensionamento o problema do trincamento por fadiga das camadas asfálticas, onde, para isso, faz-se o uso de modelos de previsão de desempenho do tipo mecanístico-empírico, tanto pelo seu campo de aplicação como por estarem embasados nas propriedades mecânicas fundamentais dos solos e dos materiais de pavimentação. Um modelo de previsão de desempenho é uma função que permite calcular o nível de serventia ou a geração de defeitos em função da vida de serviço do pavimento. Yshiba e Junior (2005) acrescentam que esses modelos são utilizados como mecanismos de previsão das condições futuras de um segmento de pavimento, auxiliando assim na tomada de decisão para a sua viabilidade de construção e manutenção (JACQUES, 2015). Esses modelos de desempenho podem ser divididos em quatro grupos, de acordo com Haas *et al.* (1994), que são:

- **Modelos mecanísticos** – tais modelos não possuem inferências empíricas, ou seja, as respostas e efeitos na estrutura são puramente mecanísticos, a saber, tensão, deformação ou deflexão do pavimento;
- **Modelos empírico - mecanísticos** – respostas estruturais relacionadas com dados experimentais de deterioração estrutural através de equações de regressão;
- **Modelos empíricos** – também conhecidos como métodos de regressão são métodos que relacionam uma variável dependente do pavimento, como por exemplo, o Índice de Serventia Atual (ISA) e o acúmulo de deformações permanentes na trilha de roda com variáveis independentes como as solicitações do tráfego (número de aplicações equivalentes ao eixo de 8,2t), suporte do subleito e espessuras das camadas da estrutura do pavimento;
- **Modelos subjetivos** – são modelos desenvolvidos a partir da experiência e no conhecimento de especialistas ou engenheiros. São formalizados por processos de transição, como por exemplo, o processo de Markov, que proporciona conseguir modelos de desempenho sem a ajuda de série histórica de dados.

O modelo classificado como mecanístico-empírico pode ser constituído por três condicionantes, que são (DNIT, 2006):

- **Modelo Estrutural** – para o cálculo das respostas induzidas pelas cargas de roda em movimento nas camadas do pavimento, na forma de tensões, deformações ou deflexões elásticas que estejam relacionadas ao surgimento ou à propagação de defeitos na estrutura;
- **Funções de Transferência** – capazes de relacionar as respostas da estrutura às cargas do tráfego, à geração e propagação de defeitos. Além de atenderem a determinadas condições de contorno, exigidas pelo problema, essas funções deverão basear-se em teorias empiricamente validadas, que descrevam o mecanismo com que a deterioração se processa;
- **Fatores ou Funções de Calibração** – ajustam as previsões das Funções de Transferência de modo a se reproduzir dados de uma determinada base empírica. São responsáveis, portanto, pela consideração de parâmetros que não puderam ser explicitados, seja no modelo estrutural ou nas Funções de Transferência, tais como: clima, características específicas do tráfego atuante, particularidades dos materiais e de sua variabilidade.

A caracterização adequada do comportamento tensão-deformação dos materiais sob as cargas transientes dos veículos assumem um papel muito importante quando da aplicação de modelos mecanístico-empíricos, tanto em projetos de pavimentos novos como no de restauração, onde o módulo de elasticidade se molda de duas definições nesse contexto, que são:

- **Módulo de Deformação Resiliente (MR)** – determinado em laboratório por meio de ensaios de cargas repetidas com duração de carga da ordem de 0,10 s e tempo de repouso de 0,9 s. Utiliza toda a deformação recuperável no seu cálculo, embutindo, portanto, as parcelas elástica instantânea e viscoelástica geradas pelo pulso de carga de 0,1 s de duração;
- **Módulo de Elasticidade Efetivo "in situ" (E_{ef})** – é o módulo determinado por retroanálise das bacias de deflexões lidas através de equipamentos para ensaios não destrutivos.

O MR está relacionado com às condições de compactação e de solicitação no ensaio de laboratório. Já E_{ef} se refere ao estado de tensões, a compactação e o modo de solicitação que a camada é submetida pelas cargas dos veículos em movimento. Em projetos de pavimentos novos pode-se dispor apenas do MR e, para projetos de restauração, pode-se ter em mão apenas o E_{ef} (DNIT, 2006).

2.3.3.2 O Método Proposto por Franco (2007)

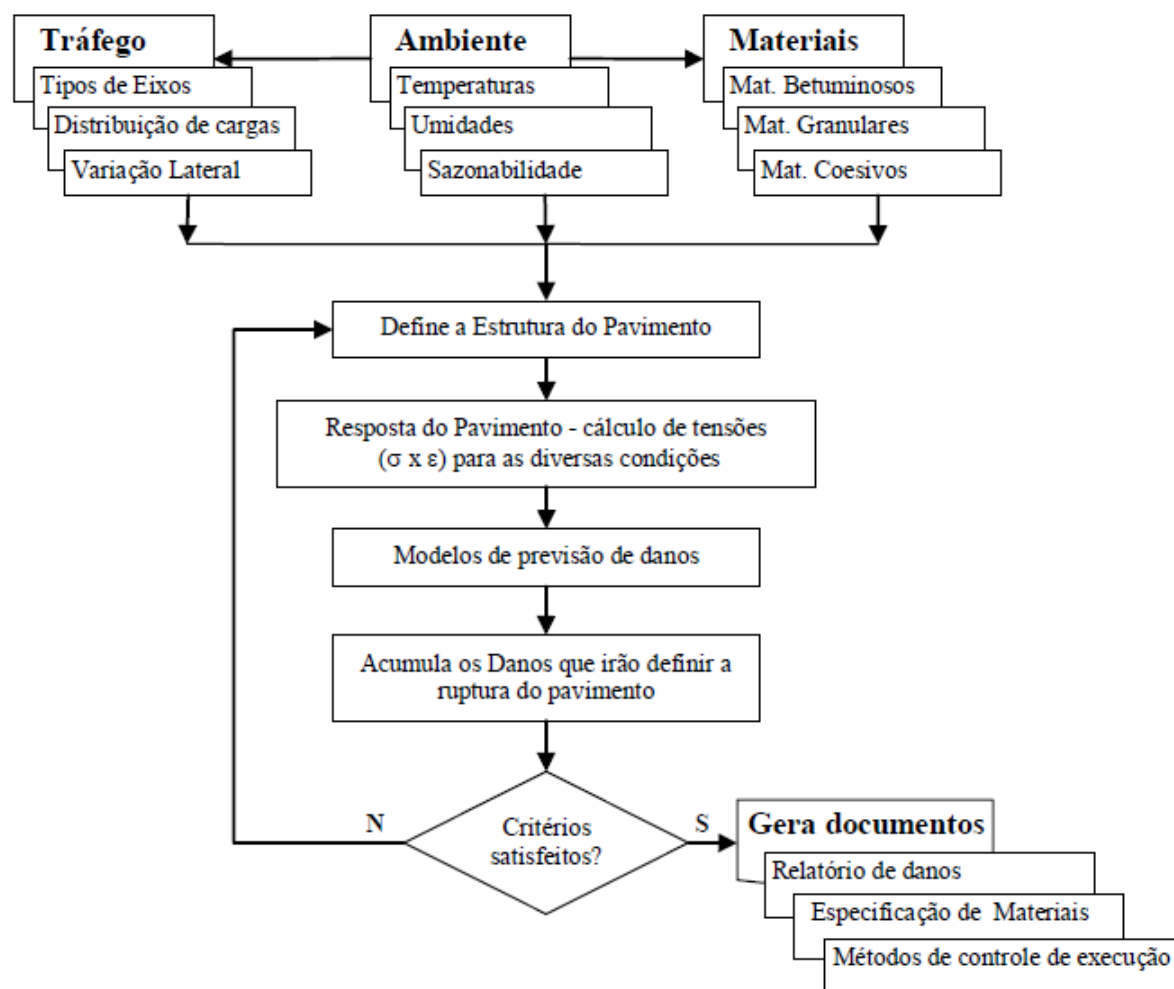
O método apresentado na tese de Franco (2007) buscou aliar em um só sistema a experiência reunida no desenvolvimento do programa PAVE e a incorporação do método de dimensionamento mecanístico das camadas estruturais de acordo com o proposto pela AASTHO (NCHRP, 2004). Além disso, ele procurou desenvolver um programa com uma interface bem amigável que permitisse a utilização de um maior número de pessoas e que diminuísse o impacto da mudança cultural entre os métodos empíricos (simples ao extremo) e mecanístico-empírico (requer conhecimentos atualizados dos projetistas e ensaios de carga repetida dos materiais).

Outro fator bem relevante é que neste método foram utilizados as características brasileiras dos ensaios de laboratório, de clima, de materiais de pavimentação e de tráfego, além de:

- Análise do tráfego para os diversos eixos com variação lateral;
- Variação sazonal do tráfego ao longo do período de projeto;
- Materiais com comportamento elástico linear e não linear;
- Modelos de previsão de danos desenvolvidos a partir da base de dados de resultados de ensaios brasileiros;
- Parâmetros dos materiais de pavimentação e bacias de deformação calculadas para controle de execução no campo; e
- Análise de confiabilidade.

O fluxograma de dimensionamento pelo método proposto no trabalho de Franco (2007) é apresentado na Figura 18 passo-a-passo. Mais informações sobre este método e sobre o programa que o utiliza estão na tese de Franco (2007).

Figura 18 – Fluxograma do método integrado de análise e dimensionamento de pavimentos asfálticos.



Fonte: (FRANCO, 2007).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Considerações

Neste capítulo são apresentadas a origem, os tipos e as características físicas dos materiais que foram utilizados no dimensionamento, além dos ensaios realizados para a obtenção dos parâmetros necessários aos objetivos alcançados. São descritos também os equipamentos e os procedimentos de laboratório empregados na execução dos ensaios. Por fim, é apresentada a metodologia experimental para a análise dos resultados obtidos na fase experimental da pesquisa.

3.2 Descrição do Local de Coleta das Amostras

As amostras de solos utilizadas nessa pesquisa foram coletadas na região de São José de Ribamar, em uma jazida conhecida como “Fazenda do Reginaldo”, localizada no bairro de Juçatuba, na estrada de Santa Maria. Os materiais que são encontrados nela são destinados ao subleito, reforço de subleito, sub-bases e bases de pavimentos asfálticos da região local, por exemplo, São Luís. A Figura 19 mostra a localização dessa jazida via satélite e a Figura 20 mostra o horizonte de solo de onde foram coletadas as amostras.

Figura 19 - Mapa ilustrando o local de coleta das amostras.



Fonte: Google.

Figura 20 – Horizonte de solo no qual as amostras 01 e 02 foram retiradas.



Fonte: Autor.

Nesta jazida foram coletadas duas amostras de solos em diferentes horizontes para esta pesquisa, denominadas de Amostra 01 e Amostra 02. A coleta foi feita utilizando-se uma pá de corte (seguindo os critérios para coleta de amostras) e o material acondicionado em sacos plásticos etiquetados, que posteriormente foram postos para secagem em estufa no laboratório de solos da GEOCRET. As Figuras 21 e 22 mostram as amostras secando ao ar e na estufa, respectivamente. A Amostra 01 é um solo de coloração amarela e a Amostra 02 é de cor avermelhada.

Figura 21 – Amostra 01 secando ao ar.



Fonte: Autor.

Figura 22 – Amostra 02 secando ao ar.



Fonte: Autor.

Figura 23 – Amostras 01 e 02 secando na estufa à 105 °C.



Fonte: Autor.

3.3 Ensaio de Granulometria

Após a secagem das amostras prosseguiu-se para a realização dos ensaios de caracterização, onde foi possível somente a realização do ensaio de granulometria. Para a realização dos ensaios no laboratório foram utilizadas as seguintes normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), as quais são:

- ✓ 1,0 kg para material arenoso;
- ✓ 0,5 kg para material siltiloso/argiloso.
- **B.** *Passou-se a massa P1 na peneira #10 (2,0mm);*
- **C.** *Do material que passar, separam-se 03 quantidades:*
 - ✓ P2 = 20 g para a determinação do peso específico real das partículas;
 - ✓ P3 = 50 a 100 g para a sedimentação;
 - ✓ P4 = 200 a 600 g para o peneiramento fino.

Após o destorroamento do material seco foi executado o seguinte procedimento:

- **I.** *Peneiramento Grosso (material retido na peneira #10)*
 - ✓ Lavou-se o material na peneira #10 (2,0mm) e em seguida colocou-se na estufa;
 - ✓ Peneirou-se o material seco, manualmente, até a peneira #10;
 - ✓ Pesou-se a fração retida em cada peneira;
- **II.** *Peneiramento Fino (material que passa na peneira #10)*
 - ✓ Lavou-se o material na peneira #200 (0,075mm) e em seguida colocou-se na estufa;
 - ✓ Passou-se o material seco nas peneiras de aberturas menores que a #10;
 - ✓ Pesou-se a fração retida em cada peneira;

3.4 Ensaio de Compactação

O ensaio de compactação tem como objetivo principal a obtenção da curva de compactação do solo, onde dela é retirada os valores correspondentes a umidade ótima e a massa específica aparente seca máxima da amostra. Este ensaio é regulamentado pela norma da ABNT NBR 7182/1986 – Ensaio de Compactação, sendo essa a norma seguida para a realização do ensaio.

Os equipamentos utilizados nos ensaios foram: Almofariz e mão com borracha; Peneira N°. 4 (4,8mm); Balança; Molde cilíndrico com base e colarinho; Soquete cilíndrico; Extrator de amostras; Cápsulas para determinação de umidade; Estufa. A Figura 25 e 26 mostram, respectivamente, os moldes cilíndricos e a balança utilizadas no ensaio de compactação.

Figura 25 – Moldes cilíndricos com base e colarinho.



Fonte: Autor.

Figura 26 – Balança utilizada na pesagem.



Fonte: Autor.

A preparação das amostras para o ensaio de compactação é feita de acordo com a NBR 6467/1986 – Preparação para os ensaios de compactação e granulometria. A preparação foi feita da seguinte forma:

- Tomou-se uma certa quantidade de material seco ao ar e fez-se o destorroamento até que não houvesse torrões maiores que 4,8mm;
- Em seguida, peneirou-se as amostras na peneira N°. 4 (4,8mm) (Figura 27);
- Por fim, pesou-se cinco sacos de 6 Kg (um para cada cilindro) de cada amostra (01 e 02) passante na peneira de N°. 4 (Figura 28);

Figura 27 – Material a ser peneirado na peneira N°. 4.



Fonte: Autor.

Figura 28 – Material sendo pesado (6 kg).



Fonte: Autor.

Após a preparação das amostras, procedeu-se para o ensaio em si. A energia de compactação utilizada no ensaio foi a proctor normal, em 5 camadas com 12 golpes de soquete grande por camada. Os procedimentos são descritos a seguir (o mesmo procedimento foi repetido para as duas amostras):

- Primeiramente, adicionou-se água à amostra até se verificar uma certa consistência, atentando-se para uma perfeita homogeneização da amostra (Figura 29);

- Em seguida, a amostra foi compactada no molde cilíndrico em 5 camadas iguais (cada uma cobrindo aproximadamente um quinto do molde), aplicando-se em cada uma delas 12 golpes distribuídos uniformemente sobre a superfície da camada, com o soquete caindo de 0,305m;
- Após isso, removeu-se o colarinho e a base, fazendo-se o arrasamento da superfície do material à altura do molde e pesou-se o conjunto cilindro + solo úmido compactado na balança (Figuras 30 e 31);
- Por fim, coletou-se uma amostra do solo úmido para a determinação da umidade;

Figura 29 – Material pronto para homogeneização.



Fonte: Autor.

Figura 30 – Molde + Solo úmido após o arrasamento.



Fonte: Autor.

Figura 31 – Molde + Solo úmido sendo pesado.



Fonte: Autor.

O ponto mais alto da curva de compactação corresponde à massa específica aparente seca máxima da amostra (ordenada do gráfico), sendo a abcissa correspondente a esse ponto é a umidade ótima do solo. A umidade ótima é ponto em que se obtém o melhor grau de compactação do solo.

3.5 Ensaio de Índice de Suporte Califórnia – California Bearing Ratio (CBR)

Este ensaio tem como objetivo principal a determinação do CBR e da expansão dos solos, para que assim seja possível constatar se eles têm capacidade de desempenhar funções (e também qual função) em obras de pavimentação. A norma que preconiza esse ensaio é a ABNT NBR 9895/1987 – Índice de Suporte Califórnia.

A primeira parte do ensaio (preparação da amostra e início do procedimento) foi realizada de acordo com o ensaio de compactação, porém sem a retirada da amostra compactada do molde cilíndrico.

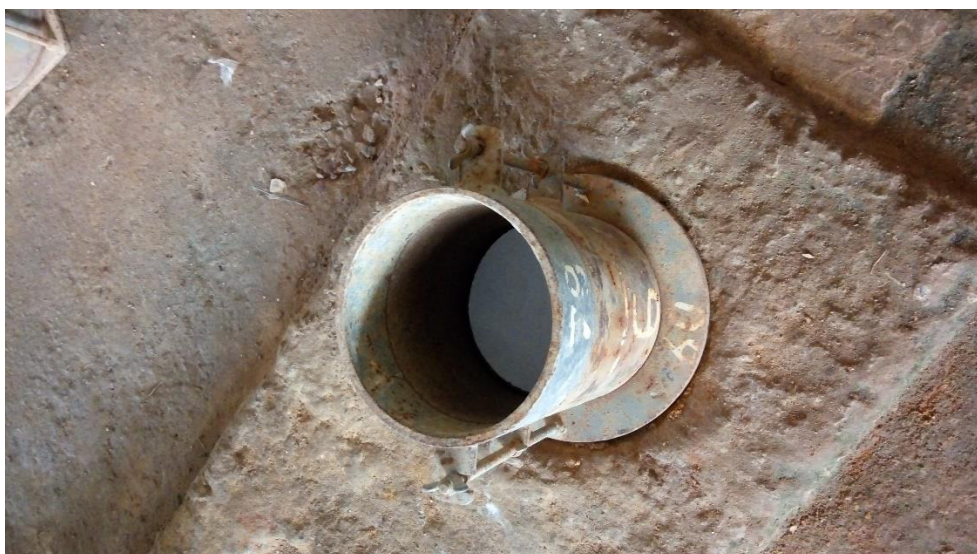
Como no ensaio de compactação, a energia de compactação utilizada no ensaio foi a proctor normal, com 5 camadas e 12 golpes por camada. Foram moldados 5 cilindros compactados para cada amostra (01 e 02), cada um com uma quantidade de água diferente, sendo essa quantidade aumentada a medida que os CP's iam sendo moldados. A primeira parte corresponde ao ensaio de expansão e a

segunda parte corresponde ao ensaio de penetração. O procedimento experimental foi realizado da seguinte forma:

A. Expansão

- Primeiro colocou-se o disco espaçador no cilindro, cobrindo-o com papel filtro (Figura 32);
- Após isso, compactou-se o corpo de prova (05 camadas, sendo 12 golpes por camada caindo de 45cm) (Figura 33);
- Em seguida, inverteu-se o cilindro e substitui-se o disco espaçador pelo prato perfurado com haste de expansão e pesos. Esse peso ou sobrecarga corresponderá ao do pavimento e não deverá ser inferior a 4,5kg; **Obs:** Entre o prato perfurado e o solo coloca-se outro papel-filtro (Figura 34).
- Imergiu-se o cilindro com o corpo de prova e sobrecarga no tanque durante 96 horas, de tal forma que a água banhe o material tanto pelo topo quanto pela base (Figura 35);
- Realizou-se leituras de deformação (expansão ou recalque) com aproximação de 0,01mm a cada 24h;
- Por fim, terminada a “saturação”, ou seja, as 96h, deixou-se escorrer a água do corpo de prova durante 15 minutos e pesou-se o cilindro + solo úmido (Figura 36).

Figura 32 – Molde com o disco espaçador e papel filtro.



Fonte: Autor.

Figura 33 – Moldes compactados.



Fonte: Autor.

Figura 34 – Alguns moldes com sobrecarga e haste de medição de expansão.



Fonte: Autor.

Figura 35 – Moldes com sobrecarga e haste de medição de expansão dentro do tanque.



Fonte: Autor.

Figura 36 – Alguns corpos de prova escorrendo.



Fonte: Autor.

B. Penetração

- Primeiro instalou-se o conjunto molde cilíndrico com corpo de prova e sobrecarga na prensa (Figura 37);
- Em seguida, assentou-se o pistão da prensa na superfície do topo do corpo de prova, zerando-se os extensômetros (Figura 37);
- Por fim, foi aplicado o carregamento com velocidade de 1,27 mm/min, anotando-se a carga e a penetração a cada 30 segundos até decorridos o tempo de 6 minutos. A Figura 38 mostra os corpos de prova após o ensaio de penetração.

Figura 37 – Prensa utilizada no ensaio de penetração.



Fonte: Autor.

Figura 38 – Corpos de prova pós-ensaio de penetração.



Fonte: Autor.

3.6 Dimensionamento do Pavimento – Método DNIT

Com os resultados obtidos nos ensaios realizados nesta pesquisa, foi possível realizar o dimensionamento do pavimento para determinada aplicação. O método do DNIT baseia-se principalmente nos parâmetros de CBR e no número de repetições de um eixo padrão (N). O dimensionamento das camadas foi realizado de acordo com o manual de pavimentação do DNIT (2006). Portanto, como os ensaios de solos já foram concretizados, parte-se para a etapa de obtenção do N.

3.6.1 Número “N”

Para efeito de dimensionamento, com base nos critérios do modelo PAVIURB, utilizado pela Prefeitura de São Paulo, as vias são classificadas em: principais, secundárias e locais, conforme descrito a seguir e ilustrado no Quadro 4 (VILLIBOR *et al.*, 2009):

- Vias Coletoras Secundárias: Tráfego médio, ruas de características residenciais, com função predominante de via coletora secundária, para as quais é prevista a passagem de caminhões ou ônibus em um número entre 21 (vinte e um) e 100 (cem) por dia, na faixa de tráfego mais solicitada, caracterizada por um número “N” típico de 5×10^5 solicitações do eixo

simples padrão de (8,2 t) para o período de projeto de 10 anos, observando-se um provável aumento de demanda em função do desenvolvimento da região;

- Vias Locais Residenciais: Tráfego leve, ruas de características essencialmente residenciais, para as quais é previsto o tráfego de caminhão e ônibus, entre 4 (quatro) a 20 (vinte) por dia, por faixa de tráfego, caracterizada por um número “N” típico de 10^5 solicitações do eixo simples padrão (8,2 t) para o período de 10 anos.

Quadro 4 – Classificação das vias e parâmetros de tráfego.

TIPO DE VIA	FUNÇÃO PREDOMINANTE	TRÁFEGO PREVISTO	VIDA DE PROJETO (ANOS)	VOLUME INICIAL DA FAIXA MAIS CARREGADA		N	N CARACTERÍSTICO
				VEÍCULO LEVE	CAMINHÕES E ÔNIBUS		
V ₁	(Via Secundária) via local residencial com passagem	Leve	10	100 a 400	4 a 20	$2,7 \times 10^4$ a $1,4 \times 10^5$	10^5
V ₂	(Via Principal) via coletora secundária	Médio	10	401 a 1500	21 a 100	$1,4 \times 10^5$ a $6,8 \times 10^5$	5×10^5

Fonte: (VILLIBOR *et al.*, 2009).

De acordo com o tráfego previsto, as vias urbanas a serem pavimentadas são classificadas em seis tipos, que são: tráfego muito leve, leve, médio, meio pesado, pesado e muito pesado. Assim, de acordo com as características das vias mais importantes da cidade de São Luís, essas vias foram classificadas de acordo com o tráfego em dois grupos, que são (MC. ENGENHARIA LTDA, 2014):

- Tráfego Médio – Ruas ou avenidas para as quais é prevista a passagem de caminhões ou ônibus em número de 21 a 100 por dia, por faixa de tráfego, caracterizada por número “N” típico de 5×10^5 solicitações do eixo simples padrão (82 kN) para o período de projeto de 10 anos;
- Tráfego Pesado - Ruas ou avenidas para as quais é prevista a passagem de caminhões ou ônibus em número de 301 a 1000 por dia, por faixa de tráfego,

caracterizada por número “N” típico de 2×10^7 solicitações do eixo simples padrão (82 kN) para o período de projeto de 10 anos;

Portanto, na presente pesquisa foi adotado um valor típico de **$N = 5 \times 10^5$** , o que caracteriza uma via de tráfego médio.

4 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Após a realização dos ensaios, iniciou-se a etapa de análise dos resultados obtidos. O ensaio de granulometria permitiu observar as características granulares dos materiais através das curvas granulométricas obtidas. O ensaio de compactação permitiu conhecer a curva de compactação do solo juntamente com a sua massa específica aparente seca máxima e umidade ótima. Já o ensaio de CBR permitiu o cálculo deste parâmetro e também a expansão do solo quando saturado.

4.1 Ensaio de Granulometria

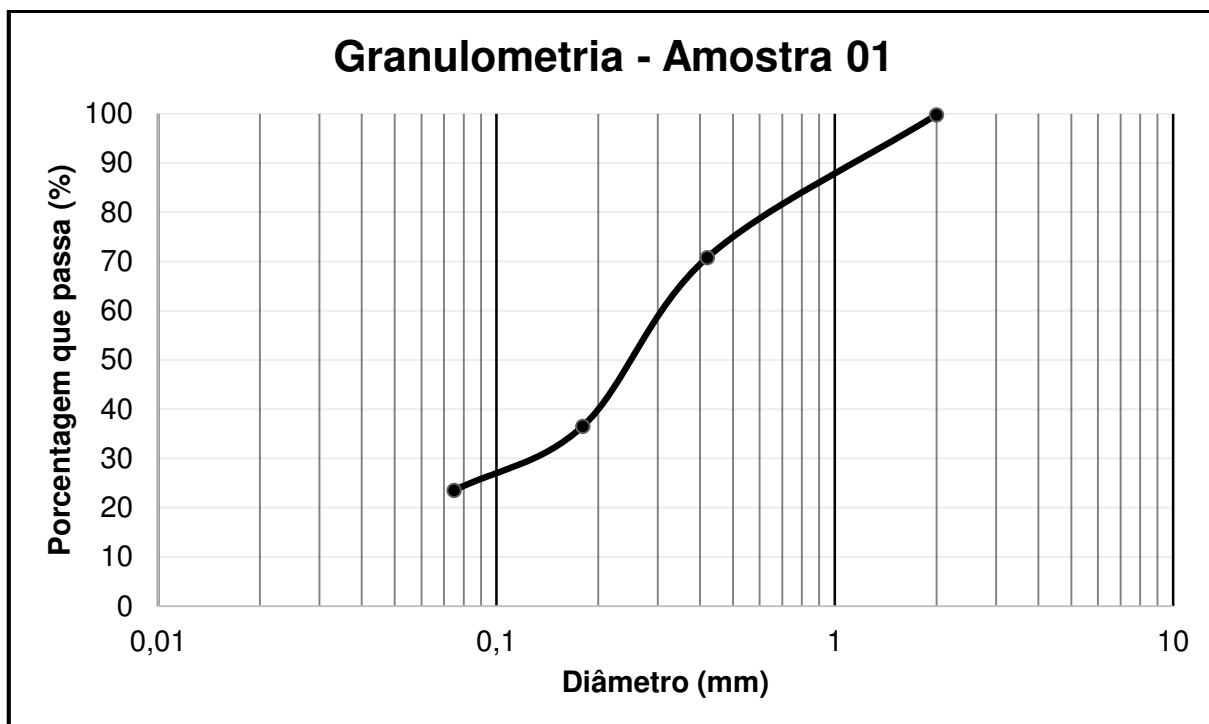
As curvas geradas através do ensaio de granulometria por peneiramento das amostras 01 e 02 são mostradas nas Figuras 41 e 42, respectivamente. Para a amostra 01 foi obtida uma areia siltosa fina e para a amostra 02 uma argila silto-arenosa. As Tabelas 6 e 7 demonstram os resultados do ensaio por peneiramento.

Tabela 6 – Tabela de peneiramento – AMOSTRA 01.

PENEIRAMENTO						
AMOSTRA	TOTAL	PENEIRAMENTO GROSSO				CONSTANTES PARA CÁLCULO
		PENEIRAS		PESO RETIDO PARCIAL	PESO RETIDO ACUMULADO	% QUE PASSA AMOSTRA TOTAL
		POL.	mm	COL. 1	COL. 2	COL. 3
		3 "	76,20			
		2 " 1/2	63,50			
		2 "	50,80			
		1 " 1/2	38,10			
		1 "	25,40			
		3/4 "	19,10			
		1/2 "	12,70			
		3/8 "	09,50	-	-	100
		n.º 4	04,80	-	-	100
		n.º 10	02,00	2,0	2,0	98,80
						$K_1 = 100 / a = 0,0517$
						$K_2 = c / b = 0,516$
						$COL. 03 = K_1 \times (a - COL. 02) =$
						$COL. 06 = K_2 \times (b - COL. 05) =$
PARCIAL		PENEIRAMENTO FINO				OBSERVAÇÕES
		PENEIRAS		PESO RETIDO PARCIAL	PESO RETIDO ACUMULADO	% QUE PASSA AMOSTRA TOTAL
		POL.	mm	COL. 04	COL. 05	COL. 06
		n.º 40	0,42	56,0	137,24	70,8
		n.º 80	0,18	66,4	70,84	36,55
		n.º 200	0,074	25,6	45,54	23,5

Fonte: Autor.

Figura 39 – Curva granulométrica – AMOSTRA 01.

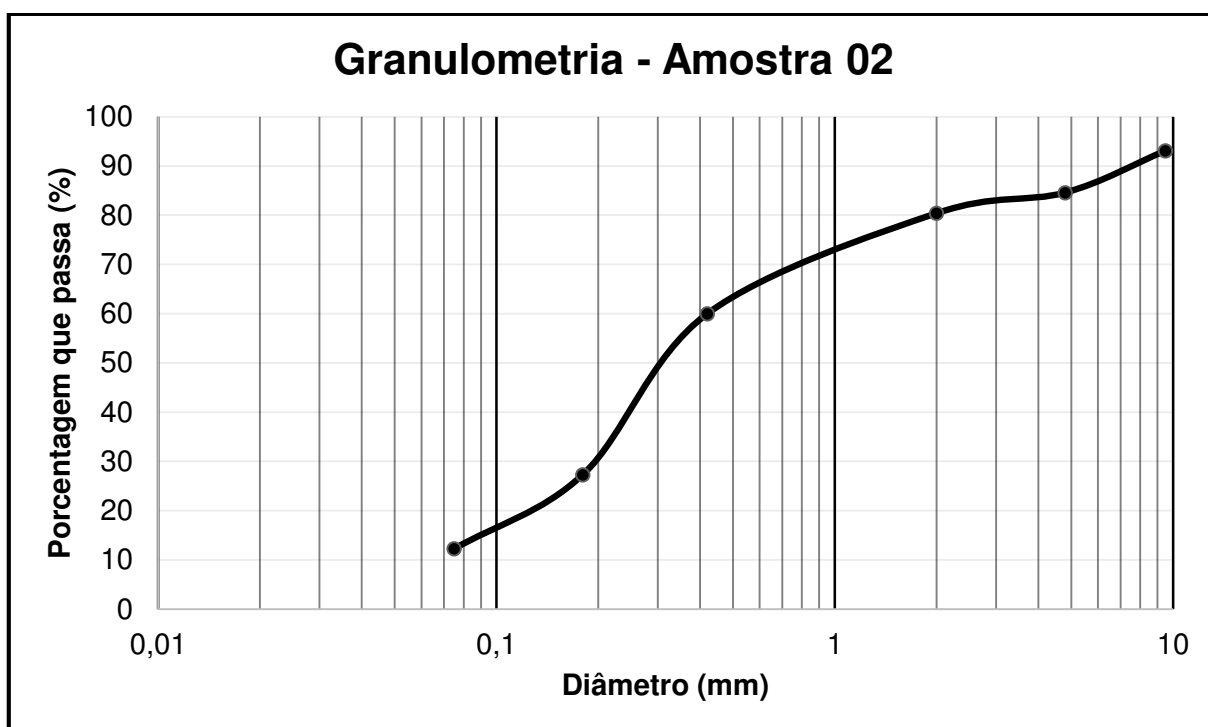


Fonte: Autor.

Tabela 7 – Tabela de peneiramento – AMOSTRA 02.

PENEIRAMENTO						
AMOSTRA	TOTAL	PENEIRAMENTO GROSSO				CONSTANTES PARA CÁLCULO
		PENEIRAS		PESO RETIDO PARCIAL	PESO RETIDO ACUMULADO	% QUE PASSA AMOSTRA TOTAL
		POL.	mm	COL. 1	COL. 2	COL. 3
		3 "	76,20			
		2 " 1/2	63,50			
		2 "	50,80			
		1 " 1/2	38,10			
		1 "	25,40	-	-	100
		3/4 "	19,10	-	-	100
		1/2 "	12,70	-	-	100
		3/8 "	09,50	133,4	1817,93	93,1
		n.º 4	04,80	165,4	1652,53	84,6
		n.º 10	02,00	82,4	1570,3	80,4
	PARCIAL	PENEIRAMENTO FINO				OBSERVAÇÕES
		PENEIRAS		PESO RETIDO PARCIAL	PESO RETIDO ACUMULADO	% QUE PASSA AMOSTRA TOTAL
		POL.	mm	COL. 04	COL. 05	COL. 06
		n.º 40	0,42	49,0	144,99	60,0
		n.º 80	0,18	79,0	65,99	27,31
		n.º 200	0,074	36,4	29,59	12,25

Fonte: Autor

Figura 40 – Curva granulométrica – AMOSTRA 02.

Fonte: Autor.

4.2 Ensaio de Compactação

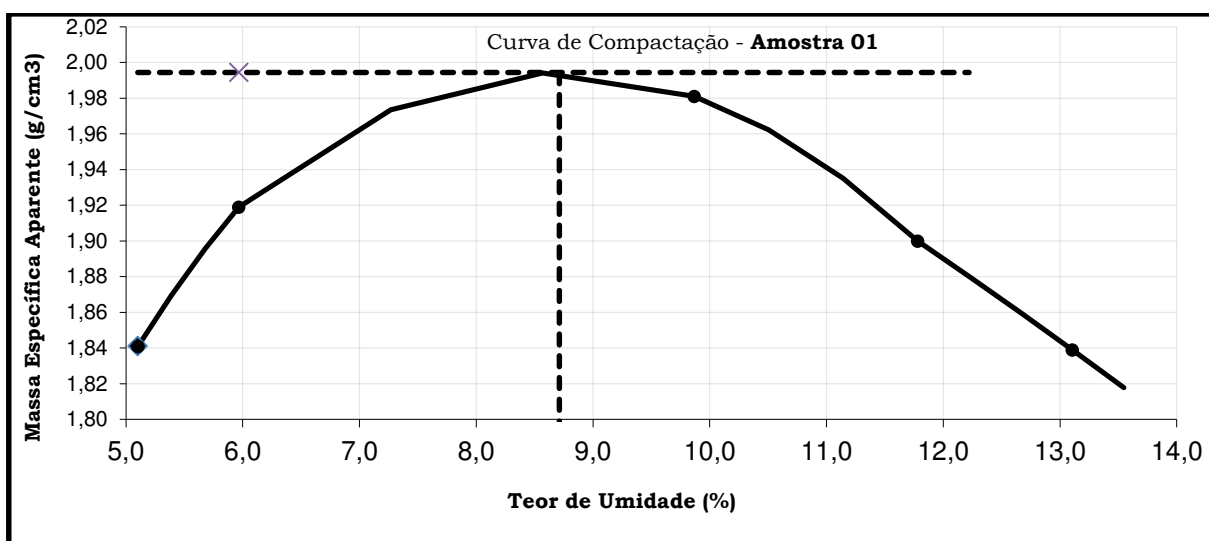
O ensaio de compactação permite a obtenção da curva de compactação dos materiais empregados, juntamente com a sua massa específica aparente seca máxima e a umidade ótima, que estão relacionadas com a melhor forma compactada do material. As Figuras 43 e 44 mostram as curvas de compactação obtidas nos ensaios das amostras 01 e 02, respectivamente, e a Tabela 8 mostra os resultados obtidos. Para a amostra 01 a umidade ótima de compactação foi da ordem de 8,7% e a massa específica aparente seca máxima foi de 1,99 g/cm³. Já para a amostra 02 a umidade ótima foi da ordem de 14,3% e a massa específica aparente seca máxima foi 1,95 g/cm³.

Tabela 8 – Resultados do ensaio de compactação.

Amostras	Umidade Ótima (%)	Massa Específica Aparente Seca Máxima (g/cm ³)
01	8,7	1,99
02	14,3	1,95

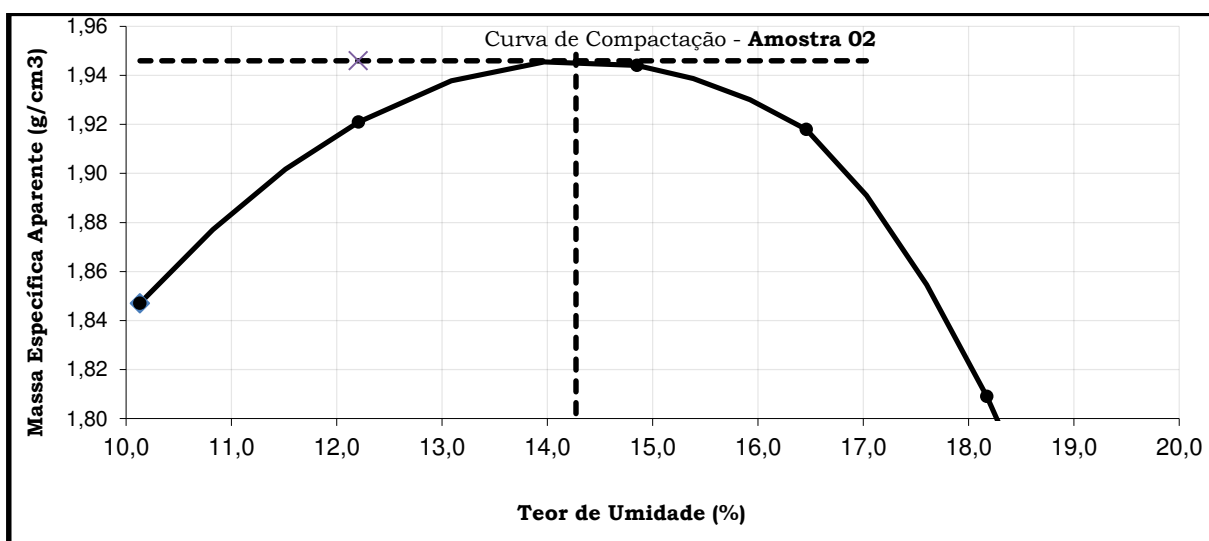
Fonte: Autor.

Figura 41 – Curva de compactação – AMOSTRA 01.



Fonte: Autor.

Figura 42 – Curva de compactação – AMOSTRA 02.



Fonte: Autor.

4.3 Ensaio de CBR

No ensaio de CBR foi possível obter dados relativos a expansão do solo, bem como índice de suporte dele. A Tabela 9 mostra os resultados obtidos para a expansão e CBR das amostras estudadas nesta pesquisa. Para a amostra 01 a expansão do solo na úmida ótima foi da ordem de 0,14% e o CBR de 38%. Já a amostra 02 apresentou uma expansão e um CBR na umidade ótima na ordem de 0,38% e 16%, respectivamente.

Tabela 9 – Resultados do ensaio de Expansão e C.B.R.

Amostras	Expansão (%)	Índice de Suporte Califórnia (%)
01	0,14	38
02	0,38	16

Fonte: Autor.

A Tabela 10 apresenta um resumo de todos os ensaios realizados nesse pesquisa.

Tabela 10 – Resumo dos resultados obtidos nos ensaios realizados.

Amostras	Umidade Ótima (%)	Massa Específica Aparente Seca Máxima (g/cm³)	Expansão (%)	Índice de Suporte Califórnia (%)
01	8,7	1,99	0,14	38
02	14,3	1,95	0,38	16

Fonte: Autor.

Analisando os resultados, vê-se que ambos os solos podem ser utilizados como camadas de pavimentos flexíveis. É possível constatar que o CBR da amostra 01 se mostrou maior, mais que o dobro do CBR da amostra 02 e sua expansão também foi bem menor (cerca de um pouco menos que a metade da segunda amostra). De acordo com o manual de pavimentação do DNIT (2006) (Quadro 2) e com base nos resultados obtidos para CBR e expansão dos solos, pode-se utilizar a amostra 01 para reforço de subleito e para camada de sub-base de um pavimento flexível e a amostra 02 apenas para camada de reforço de subleito. A amostra 02 também pode caracterizar um subleito de um pavimento. Partindo dessa análise, a amostra 01 se apresenta como um material mais adequado para o uso em obras rodoviárias.

Portanto, o pavimento desta pesquisa será dimensionado utilizando a amostra 01 como camada de sub-base e a amostra 02 como camada de reforço de subleito.

4.4 Estrutura do Pavimento Dimensionado

O pavimento foi dimensionado com as amostras utilizadas nessa pesquisa e também com materiais utilizados em outras bibliografias. Assim, os materiais que compõem o pavimento possuem os seguintes resultados:

- **Subleito** – Solo 2 (JACQUES, 2015)
 - C.B.R = 4%
 - Expansão = 0,71%
 - Umidade Ótima = 36%
 - Massa Específica Aparente Seca = 1,29 g/cm³
- **Reforço do Subleito** – **Amostra 02 (Solo Argiloso)**
 - C.B.R = 16%
 - Expansão = 0,38%
 - Umidade Ótima = 14,3%
 - Massa Específica Aparente Seca = 1,95 g/cm³
- **Sub-Base** – **Amostra 01 (Solo Arenoso)**
 - C.B.R = 38%
 - Expansão = 0,14%
 - Umidade Ótima = 8,7%
 - Massa Específica Aparente Seca = 1,99 g/cm³
- **Base** – Cascalho Quartzoso + 3% cal (COUTINHO, 2011)
 - C.B.R = 176%
 - Expansão = 0,00%
 - Umidade Ótima = 10,4%
 - Massa Específica Aparente Seca = 2,004 g/cm³
- **Revestimento** – CBUQ (Concreto Betuminoso Usinado a Quente) (COUTINHO, 2011)

Portanto, a seção tipo do pavimento dimensionado é mostrado nas Figuras 43 e 44, onde na primeira foi feita um dimensionamento com reforço de subleito e na segunda sem reforço de subleito. Vale ressaltar que foi adotada uma espessura de 5,0 cm para o revestimento de CBUQ.

As Tabelas 11 e 12 mostram os valores das espessuras obtidas no dimensionamento do pavimento. Para a seção com reforço de subleito as espessuras do revestimento de base, sub-base e reforço de subleito foram 5,0 cm, 15,0 cm, 15,0 cm e 34,0 cm respectivamente. Já na seção sem reforço foi 5,0 cm, 15,0 cm e 44,0 cm respectivamente.

Tabela 11 – Espessura das camadas do pavimento dimensionado com reforço de subleito.

CAMADAS	ESPESSURAS DAS CAMADAS
Revestimento	5,0 cm
Base	15,0 cm
Sub-base (Amostra 01)	15,0 cm
Reforço do subleito (Amostra 02)	34,0 cm

Fonte: Autor

Tabela 12 - Espessura das camadas do pavimento dimensionado sem reforço de subleito.

CAMADAS	ESPESSURAS DAS CAMADAS
Revestimento	5,0 cm
Base	15,0 cm
Sub-base (Amostra 01)	44,0 cm

Fonte: Autor.

Figura 43 – Seção-tipo do pavimento dimensionado com reforço de subleito.

Revestimento	5,0 cm
Base	15,0 cm
Sub-Base (Amostra 01)	15,0 cm
Reforço de Subleito (Amostra 02)	34,0 cm

Fonte: Autor.

Figura 44 – Seção-tipo do pavimento dimensionado sem reforço de subleito.

Revestimento	5,0 cm
Base	15,0 cm
Sub-Base (Amostra 01)	44 cm

Fonte: Autor.

Pode-se observar que a estrutura do pavimento dimensionado sem reforço de subleito ocasiona uma espessura de sub-base bem espessa, onde com reforço a espessura da sub-base foi de 15,0 cm e sem reforço a espessura foi em torno de 44 cm. Isso pode ocasionar um custo mais elevado da obra, pois o material de sub-base pode ser considerado um tipo de solo mais nobre e, portanto, mais caro.

Coutinho (2011) caracterizou um solo argiloso em sua pesquisa oriundo de um subleito de uma pista. O valor do CBR médio para esse material foi de 19% e a expansão foi de 0,21%. A umidade ótima dessa amostra foi em torno de 28% com uma massa específica aparente seca de aproximadamente 1,48 g/cm³.

Bezerra Neto (2004) também fez uma caracterização de amostras de solos arenosos e argilosos oriundas de jazidas em que seus materiais são comumente utilizados na construção de reforço, base e sub-base dos pavimentos locais da região estudada. O solo arenoso apresentou um CBR de 62% na umidade ótima e uma expansão de 0%. A umidade ótima dessa amostra foi da ordem de 9,8% com uma massa específica aparente seca máxima de 1,98 g/cm³. Já a amostra argilosa apresentou um CBR em torno de 20% e uma expansão de 0,25%, todos na umidade ótima, a qual foi de 26,2%, juntamente com uma massa específica aparente seca máxima de aproximadamente 1,55 g/cm³.

Teixeira (2014) fez uma análise em um tipo de solo argiloso também, onde obteve resultados de massa específica aparente seca máxima, umidade ótima, CBR e expansão, sendo eles 1,59 g/cm³, 23,4% e 19% e 0,30 respectivamente.

Assim, a Tabela 13 mostra esses resultados em comparação aos obtidos nesse trabalho.

Tabela 13 – Resultados obtidos de outros trabalhos para amostras de solos argilosos e arenosos em comparação com os resultados apresentados nesta pesquisa.

Amostras	Umidade Ótima (%)	Massa Específica Aparente Seca Máxima (g/cm³)	Expansão (%)	C.B.R (%)
01 (Solo arenoso)	8,7	1,99	0,14	38
02 (Solo argiloso)	14,3	1,95	0,38	16
Solo argiloso (COUTINHO,2011)	28	1,48	0,21	19
Solo arenoso (BEZERRA NETO, 2004)	9,8	1,98	0,00	62
Solo argiloso (BEZERRA NETO, 2004)	26,2	1,55	0,25	20
Solo argiloso (TEIXEIRA, 2014)	23,4	1,59	0,30	19

Fonte: Autor.

Os resultados para os solos estudados nesta pesquisa mostraram que o solo argiloso possui um CBR menor que o do solo arenoso, bem como uma expansão maior que a amostra arenosa. Isso pode ser comprovado pelos resultados obtidos por Bezerra Neto (2004), onde o solo arenoso analisado por ele apresentou um CBR também com um valor maior que o CBR do solo argiloso, além de apresentar expansão da amostra arenosa menor do que a expansão do material argiloso. Isto confirma que os resultados estiveram dentro do padrão esperado.

As amostras argilosas analisadas nesta pesquisa e nos trabalhos de Coutinho (2011), Bezerra Neto (2004) e Teixeira (2014) apresentaram resultados de CBR bem próximos, mostrando novamente que os valores estão dentro de um padrão de confiabilidade, apesar das diferentes composições de materiais com a mesma nomenclatura.

Para o solo arenoso aqui estudado em comparação com a amostra estudada por Bezerra Neto (2004), observa-se que os resultados de umidade ótima, massa específica aparente seca máxima e expansão tiveram resultados relativamente próximos. Porém, o CBR da amostra estudada por Bezerra Neto obteve um valor mais elevado.

5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A busca por materiais que ofereçam bom desempenho para uso em pavimentação tem sido de grande importância, onde esses devem atender as especificações técnicas brasileiras para o seu uso. Portanto, este trabalho propôs como objetivo fundamental dimensionar uma estrutura de um pavimento flexível pelo método empírico do DNIT (extinto DNER) utilizando materiais de uma jazida nos quais são corriqueiramente aplicados em obras de pavimentação na região metropolitana de São Luís, no estado do Maranhão. Além desse, teve ainda como objetivo secundário principal mostrar, de acordo com os parâmetros (físicos e mecânicos) obtidos nos ensaios, em qual o tipo de camada que esse material pode ser empregado de acordo com as especificações do DNIT. Esses objetivos foram alcançados de acordo com o que foi apresentado em todos os capítulos deste trabalho.

Assim, são apresentadas neste capítulo as principais conclusões obtidas na pesquisa e algumas recomendações para o desenvolvimento de trabalhos futuros.

5.1 Conclusões

De acordo com o que foi exposto neste estudo aqui desenvolvido, pode-se fazer as seguintes conclusões:

- Observou-se que o método do DNER está firmado em dois alicerces: o número de repetições de um eixo padrão de 8,2t (número N), que está relacionado ao tráfego que será submetido o pavimento a ser dimensionado, e no Índice de Suporte Califórnia do solo (CBR);
- A amostra 01 que foi caracterizada como uma areia siltosa fina de cor amarela (solo arenoso) apresentou um CBR com valor de 38% e uma expansão de 0,14% que, de acordo com as especificação do DNIT, é um material que pode ser utilizado em pavimentação como camada de reforço de subleito e sub-base;
- A amostra 02 que foi caracterizada como uma argila silto-arenosa de cor avermelhada (solo argiloso) obteve um CBR com valor de 16% e uma expansão de 0,38%, onde esses resultados remetem esse material para o uso em camadas de reforço de subleito, de acordo com as especificações do DNIT. Além disso, de

acordo com Coutinho (2011), Bezerra Neto (2004) e Teixeira (2014), que também estudaram amostras de solos argilosos, esse material possui características de solo de subleito devido aos valores de CBR e expansão bem semelhantes aos encontrados em seus trabalhos;

- Ambas as amostras apresentam grande potencial para serem utilizadas como camadas de pavimentos em obras viárias da região metropolitana de São Luís – MA, tanto como reforço como para sub-base devido às características dos materiais aqui apresentados e as normas técnicas que a regem;

5.2 Recomendações para Pesquisas Futuras

- Fazer o dimensionamento do pavimento utilizando o SisPavBR com os materiais aqui estudados e comparar os resultados com o pavimento dimensionado pelo método do DNIT;
- Realizar ensaios de deformação permanente utilizando ensaios de cargas repetidas ou cíclicas;
- Analisar e monitorar o desempenho de um trecho experimental construído com os materiais estudados nesta pesquisa;
- Fazer um estudo dos solos aqui analisados utilizando estabilização com cal ou cimento;

REFERÊNCIAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR – 7207 – **Terminologia e Classificação de Pavimentação**. Rio de Janeiro, 1982. 22p.

ALMEIDA, L. C. de. **Abordagens sobre dimensionamento de pavimentos flexíveis rodoviários: uma visão prévia do profissional brasileiro**. Congresso Técnico Científico da Engenharia e da Agronomia - CONTECC' 2015. Centro de Eventos do Ceará - Fortaleza - CE, 15 a 18 de setembro de 2015.

American Association of State Highway and Transportation Officials – AASHTO. **Guide for Design of Pavement Structures**. 2002.

ANDREATINI, L. P. V. **Um método para a análise e interpretação das deflexões em pavimentos flexíveis**. Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Publicação 439. 38 pp. 1970. Rio de Janeiro, RJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 6457/86: Amostras de solo – **Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. Rio de Janeiro: ABNT, 1986.

_____. NBR 7181/84: Solo – **Análise Granulométrica**: ABNT, 1984.

_____. NBR 7182/86: Solo – **Ensaio de compactação**. Rio de Janeiro: ABNT, 1986.

_____. NBR 9895/87: Solo – **Índice de Suporte Califórnia**. Rio de Janeiro: ABNT, 1987.

BALBO, José Tadeu. **Pavimentação Asfáltica – materiais, projeto e restauração**. São Paulo: Oficina de textos, 2007.

BASTOS, J. B. C.; SOARES, J. B.; BARROSO, S. H. A. (2014) **Considerações sobre a deformação permanente de pavimentos asfálticos no dimensionamento mecanístico-empírico a partir de ensaios acelerados e instrumentação em campo**. In: Congresso de Ensino e Pesquisa em Transportes, 28, Curitiba, PR, 2014.

BATISTA, L. C. M. (2007). **Determinação de parâmetros de deformabilidade de camadas de um pavimento a partir de ensaios de campo**. Dissertação de Mestrado, G.DM-159/07, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 182p.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P. & SOARES, J. B. **Pavimentação Asfáltica – Formação Básica para Engenheiros**. 1ª. Edição, Rio de Janeiro: Petrobrás ABEDA, 2008. 504 p.

BERNUCCI, L. L. B. **Desenvolvimentos e Aprimoramentos de Tecnologia de Utilização de Solos Tropicais e de Misturas Asfálticas em Pavimentação**. Texto

de Sistematização Crítica. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.

BERNUCCI, L.B. **Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego**. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia de Transportes da Escola Politécnica da USP. 1995. São Paulo –SP. 237p.

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)**. 2004. 189p. Dissertação (Mestre em Engenharia de Transportes) – Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos.

CÓRDOVA, H.; GUIMARÃES A. **Avaliação e controle estrutural de pavimentos asfálticos utilizando deflectometria com uso de equipamento tipo FWD**. In: 17ª Reunião de Pavimentação Urbana. Anais... [S.l.:s.n.]. Porto Alegre, RS, 2011.

COUTINHO, J. C. P. **Dimensionamento de pavimento asfáltico: comparação do Método do DNER com um método mecanístico-empírico aplicada a um trecho**. 2011. 214p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) – Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

DAMO, T.P. **Classificação dos solos e rochas sedimentares da região de Santa Maria/RS segundo a Metodologia MCT**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. UFSM. 2016. Santa Maria – RS. 121p.

Departamento de Infraestrutura de Transportes – DNIT. **Manual de Pavimentação**. Publicação IPR-719. 2ed. Rio de Janeiro: Ministério dos Transportes, Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2006. 274p.

DORNELLES, L. E. **Aplicação da Metodologia MCT na Classificação de Solos do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul**. Trabalho de Conclusão de Curso. Curso de Engenharia Civil. UFSM. 2017. Santa Maria - RS.

FERNANDES, P. G. P. S. *et al.* **Estudo comparativo dos métodos empírico do Dner e mecanístico-empírico pelo SISPAV aplicado a rodovia BR-316**. Universidade Federal de Alagoas. XXI Congresso Nacional de Pesquisa em Transporte da ANPET. Recife, 29 de Outubro a 01 de Novembro, 2017.

FERNANDES, W. D. **Análise comparativa entre os métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis do Brasil e o método da AASHTO**. Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós- Graduação em Engenharia Civil, RS, 2016. 169 p.

FERREIRA, F. de A. **Análise do Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos utilizando o Programa SisPavBR**. Projeto de Graduação – UFRJ / Escola Politécnica/Curso de Engenharia Civil, 2013.

FOSTER, C. R.; AHLVIN, R. G. **Stresses and Deflections Induced by a Uniform Circular Load**. Proceedings of Thirty - Third Annual Meeting, Highway Research Board, 467 p - 470. Washington, 1954.

FRANCO, F. A. C. de P. **Um sistema para análise mecânica de pavimentos asfálticos**. [Rio de Janeiro] 2000. XVI, 171 p., 29,7cm, COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 2000.

FRANCO, F. A. C. P. **Método de dimensionamento mecânico-empírico de pavimentos asfálticos - SisPav**. Tese de doutorado - Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

FRANSOZI, C. B. P. **Previsão da vida útil de pavimento da BR-386/RS através de método mecânico empírico**. Trabalho de Conclusão de Curso. Centro Universitário UNIVATES, Lajeado, 2014.

GODOY, H.; BERNUCCI, L. B. (2002). **O método das pastilhas na compreensão das propriedades geotécnicas básicas dos solos: um recurso didático**. Anais do XVI ANPET, Natal - RN. v.1, pp.145-156.

GODOY, H.; BERNUCCI, L. B. **Localização de Jazidas de Solos, para Construção de Rodovias, com Auxílio de Mapas Pedológicos e de Método Expedito de Ensaio**. Simpósio Internacional de Manutenção e Restauração de Pavimentos e Controle Tecnológico. Anais... [S.l.:s.n.]. Universidade Mackenzie. São Paulo/SP, 2000.

GUEDES, Luan. Moraes. **Determinação do Índice de Gravidade Global (IGG) de Trecho Reconstruído da Rodovia Pb - 111**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Estadual da Paraíba, 2016. 65p.

HAAS, R. *et al.* **Modern pavement management**. Florida: Krieger Publishing, 1994.

JACQUES, G. E. **Análise mecânica-empírica de um pavimento dimensionado pelo método do Dner: estudo de caso da duplicação da rodovia RSC-287 em Santa Cruz do Sul**. Trabalho de conclusão de Curso (Engenharia Civil). 2015. Universidade de Santa Cruz do Sul, Santa Cruz do Sul.

JOHNSTON, M.G. **Desempenho de Pavimentos com Materiais Alternativos do Estado do Rio Grande do Sul**. Tese de Doutorado em Engenharia Civil. UFRGS. 2010. Porto Alegre - RS.

MAIA, C. L.; SILVA, C. A. U. da; BARROSO, S. H. de A. **Análise comparativa de parâmetros de deformabilidade em camadas granulares: Testes *in situ* e ensaios de laboratório**. XXIX Congresso Nacional de pesquisa em transporte da ANPET, Ouro Preto, 9 a 13 de Novembro de 2015.

MAIA, Iva Marlene Cardoso. **Caraterização de Patologias em Pavimentos Rodoviários**. Dissertação de Mestrado (Mestre em Engenharia Civil) - Universidade do Porto. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2012.

MALANCONI, M. **Considerações sobre misturas de solos tropicais estabilizados quimicamente para uso como camada de pavimento urbano.** 2013. 94 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2013.

MARANGON, M. **Proposição de Estruturas Típicas de Pavimentos para Região de Minas Gerais Utilizando Solos Lateríticos Locais a Partir da Pedologia, Classificação MCT e Resiliência.** Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil. 2004.

MARQUES, G. B. **Análise de Pavimento Flexível: Estudo de um Trecho Crítico na Rodovia ERS-421.** Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Centro Universitário UNIVATES. Lajeado, 2014.

MC. ENGENHARIA LTDA. **Projeto Básico de Engenharia para a Implantação do Novo Corredor de Transportes Urbano de São Luís – MA.** Volume 1 – Relatório de Projeto, 2014.

MEDINA, F. **Mecânica dos Pavimentos.** 1ed, Editora UFRJ. Rio de Janeiro, RJ, 1997.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. (2005). **Mecânica dos Pavimentos.** 2ª ed. Ed. UFRJ, Rio de Janeiro - RJ, 574 p.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos Pavimentos.** 3ª Ed. Editora Interciência. Rio de Janeiro, RJ, 2015.

MORAIS, V. A. **Análise comparativa dos métodos de dimensionamento empírico e empírico-mecânico de pavimentos flexíveis.** Trabalho de Conclusão de Curso. Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pampa, Alegrete - RS, 2014.

MOTTA, L. M. G. da. **Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis: Critério de Confiabilidade e Ensaio de Cargas Repetidas.** Rio de Janeiro, 1991. Tese de Doutorado em Ciências em Engenharia Civil – COPPE/UFRJ.

MOTTA, L.M.G. **Noções de Mecânica dos Pavimentos.** Laboratório de Geotecnia - Programa de Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2003.

NCHRP. **Guide for Mechanistic-Empirical Design of new and rehabilitated pavement structures: Program 1-37A, Final Report.** Washington, 2004. 39 v. Disponível em: <<http://www.trb.org/mepdg/guide.htm>>. Acesso em: jun. 2018.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. (1995). **Pavimentos de Baixo Custo com Solos Lateríticos.** São Paulo, 1995. 213 p.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Uma Nova Classificação para Finalidades Rodoviárias.** Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Eng. COPPE/ABMS, Rio de Janeiro, 1981.

PARSONS, A.W. **The rapid measurement of the moisture condition of earthwork material**. Transport and road research laboratory. Crowthorne, UK, 1976.

PASSOS, M. C. F. **Metodologia MCT aplicada aos solos arenosos finos lateríticos do Rio Grande do Sul visando Pavimentação**. Dissertação de Mestrado. UFRGS. Porto Alegre, RS, 2000.

PESSOA, F. H. C. **Avaliações Funcional e Estrutural de Trechos de Rodovias no Distrito Federal Construídos com Diferentes Materiais**. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil. Universidade de Brasília. Brasília, DF, 210 p. Publicação G.DM-078/2012.

PINTO, R. L. **Comparação entre o Dimensionamento de Reforço de Pavimentos Asfálticos pelo Método Mecanístico-Empírico e os Métodos DNER-PRO 11/79 e DNER-PRO 269/94 para um Segmento Homogêneo da BR-222/CE e Análise de Sensibilidade do Programa SisPavBR**. Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/ Curso de Engenharia Civil, 2016.

PINTO, S. **Estudo do comportamento à fadiga de misturas betuminosas e aplicação na avaliação estrutural de pavimentos**. Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro. 1991.

PREUSSLER, E. S. **Ensaio triaxiais dinâmicos de um solo arenoso**. 1978. 141 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 1978.

_____; PINTO, S. **Proposição de método para projeto de reforço de pavimentos flexíveis, considerando a resiliência**. In: 17ª Reunião Anual de Pavimentação. Anais... [S.l.:s.n.]. Brasília, 1982.

ROCHA, A. de J. **Dimensionamento de pavimentos flexíveis: comparação dos métodos empírico e mecanístico**. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal de Feira de Santana, Feira de Santana, 2010.

SANT'ANA, W. C.; BERNUCCI, L. L. B. **Caracterização dos Solos da Ilha de São Luís para fins de Pavimentação**. In: XVIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG 2016). Belo Horizonte: 2016.

SANT'ANNA, J. A. **Estudo do comportamento de solos artificiais em função da variação das características de sua fração grossa**. 1998. Dissertação (Mestrado em Geografia) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

SANTANA, H.; GONTIJO, P.R.A. **Os materiais lateríticos na pavimentação de baixo custo**. In: 22ª Reunião Anual de Pavimentação. Anais. 1987. Maceió – AL.

SANTOS, T. A. DOS. **Avaliação da resistência e deformabilidade de solos empregados em subleitos rodoviários do Estado do Rio Grande do Sul**.

Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2016. 150p.

SENÇO, Wlastemiler de. **Manual de Técnicas de Pavimentação**. Vol.2. 1ª Edição - São Paulo, SP. Ed. Pini, 2001.

SENÇO, Wlastemiler. **Manual de Técnicas de Pavimentação**. 2ª edição. São Paulo: editora PINI, 2007.

SILVA, Paulo F. A. **Manual de Patologia e Manutenção de Pavimentos**. São Paulo: Editora PINI Ltda, Volume I, 2005. 114 p.

SILVA, T. O. **Estudo de estradas não pavimentadas da malha viária do município de Viçosa – MG**. 2009. 119f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2009.

SOUSA, M. A. da S. **Análise geotécnica de solos tropicais de ocorrência ao longo da estrada de ferro carajás para uso como camadas de pavimento rodoviário**. Dissertação (Mestrado) – Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2016.

SOUZA, A. C. **Caracterização geotécnica e ambiental de jazidas de empréstimo de materiais granulares para fins rodoviários**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Viçosa. Viçosa - MG, 2016. xii, 60f.: il. (algumas color); 29cm.

SOUZA, M. L. **Método de Projeto de Pavimentos Flexíveis**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. IPR. Rio de Janeiro, RJ, 1981.

TEIXEIRA, I. **Estabilização de um solo laterítico argiloso para utilização como camada de pavimento**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. Campinas - SP. 2014.

THENN DE BARROS, S. **Gráfico para os cálculos das deflexões dos sistemas de duas camadas**. Instituto de Pesquisas Rodoviária, 15 p, 48 - GTPv - 64 - 06. 1965. Rio de Janeiro, R. J.

THENN DE BARROS, S. **O cálculo da deflexão dos sistemas elásticos de duas e três camadas**. Instituto de Pesquisas Rodoviária, 18 p, 146 - SPv - 66 - 02. 1966. Rio de Janeiro, R. J.

VERTAMATTI, E. **Contribuição ao Conhecimento Geotécnico de Solos da Amazônia com Base na investigação de Aeroportos e nas Metodologias MCT e Resiliente**. Tese de doutorado. Instituto Tecnológico da Aeronáutica, São José dos Campos, 1988. 276p.

VILLIBOR, D. F. *et al.* **Pavimentos de Baixo Custo para Vias Urbanas**. 2ª edição, São Paulo: Arte & Ciência, 2009. 196 p.: il.; 23 cm.

VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S. **Pavimentos econômicos: tecnologia do uso dos solos finos lateríticos**. São Paulo: Arte & Ciência, 2009 p.291, 21 cm. ISBN - 978-85-61165-34-5.

YSHIBA, J. K.; JUNIOR, J. L. F. **Modelos estatísticos para previsão de desempenho de pavimentos**. Maringá, v. 27, n. 2, p. 175-181, July/Dec., 2005.