

2 Revisão Bibliográfica

A revisão bibliográfica do presente trabalho abrange vários tópicos tendo em vista que a pesquisa envolveu assuntos diversos, materiais distintos, equipamentos e instrumentações variadas, entre outros aspectos, o que resultou nos seguintes tópicos:

- Desenvolvimento dos principais mecanismos de deformação que ocorrem na estrutura do pavimento decorrentes do tráfego, e fatores que comprometem a integridade da estrutura no decorrer do tempo.
- Breve descrição dos ensaios destrutivos e não destrutivos utilizados para a avaliação estrutural de pavimentos flexíveis.
- Métodos de retroanálise das bacias deflectométricas para obtenção dos módulos de resiliência das camadas do pavimento.
- Distribuição das tensões e deformações e a instrumentação em estruturas de pavimentos.
- Breve descrição sobre utilização de geossintéticos como material de reforço para uma estrutura de pavimento, dando ênfase ao uso da geogrelha como reforço de base e os efeitos da sua presença dentro dos pavimentos. Inclui também uma descrição dos equipamentos de laboratório utilizados para avaliar o uso de geossintéticos.
- O fenômeno de capilaridade em pavimentos.

2.1. Mecanismo de ruptura de pavimentos flexíveis

O pavimento flexível é uma estrutura constituída de várias camadas de espessura finita que interagem entre si, geralmente constituídas de um revestimento asfáltico e de camadas de materiais granulares ou de pedra britada, assentes sobre um semiespaço infinito denominado subleito.

Os principais mecanismos de ruptura de pavimentos flexíveis são a ruptura por fadiga e a deformação permanente ou “afundamento de trilha de roda (ATR)”,

os quais se dão de forma gradual ao longo do tempo e estão associados à passagem repetida das cargas do tráfego.

2.1.1. Deformação elástica – Ruptura por fadiga

O fenômeno da fadiga é um processo de deterioração estrutural que sofre um material, quando submetido a um estado de tensões e de deformações elásticas repetidas, resultando em trincas ou fratura completa, após um número suficiente de repetições do carregamento, ou seja, é a perda de resistência que o material sofre, quando solicitado repetidamente por uma carga (Pinto, 1991).

Na área de pavimentos, a deformação é traduzida também em termos de deslocamentos, citando-se ambos no desenvolvimento do presente trabalho.

As deformações elásticas ou deflexões reversíveis são os deslocamentos verticais que surgem na superfície de um pavimento ou no interior da sua estrutura quando é submetido a esforços, até um determinado limite de tolerância, em forma intermitente ou transitória permitindo que quando esses esforços cessam, o sistema retorna à sua posição anterior (Córdova e Guimarães, 2011).

Várias pesquisas mostram que a ocorrência do trincamento por fadiga em pavimentos flexíveis está relacionada com a deformação máxima de tração que ocorre no fundo da camada asfáltica, quando da passagem das cargas do tráfego, propagando-se por toda a espessura até o surgimento das trincas na superfície. A Figura 2.1 ilustra a distribuição das tensões que são geradas na estrutura de pavimento, quando solicitado por uma carga vertical de compressão na superfície. Observa-se que na fibra inferior da camada asfáltica surgem tensões de tração e de compressão, devido ao carregamento e descarregamento repetido.

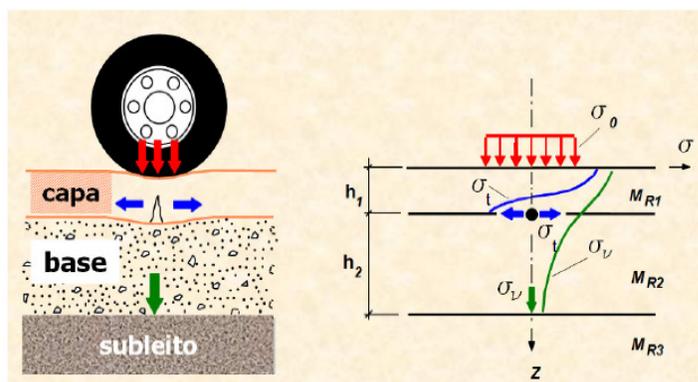


Figura 2.1- Tensões numa estrutura de pavimento (Medina e Motta, 2005)

Num pavimento flexível a distribuição das tensões e deformações, geradas na estrutura pelas cargas de roda, se dá de modo que as camadas de revestimento e base aliviam as tensões verticais de compressão no subleito por meio da absorção de tensões cisalhantes. Neste processo, ocorrem tensões e deformações de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico, que provocam seu trincamento por fadiga com a repetição das cargas do tráfego. Ao mesmo tempo, a repetição das tensões e deformações verticais de compressão, que atuam em todas as camadas do pavimento, leva à formação de afundamentos de trilha de roda, quanto mais o tráfego for canalizado, e à ondulação longitudinal da superfície, sendo estes os principais mecanismos de ruptura de um pavimento (Gonçalves, 2002).

As trincas também podem ter início pelo topo da camada do revestimento, devido ao surgimento de tensões críticas na fibra superior da camada, agravadas pelo enrijecimento ocasionado pelo envelhecimento, dependendo da espessura da camada asfáltica.

A ruptura por fadiga da camada de revestimento está associada à estrutura do pavimento como um todo, ou seja, aos módulos elásticos e às espessuras de cada camada constituinte da estrutura de pavimento.

Porém, deve-se considerar que há trincamento dos pavimentos devido a um grande número de causas, tais como as seguintes Colombier (1989 *apud* Pereira, 2002):

- Fadiga: decorre da passagem de cargas repetidas, causando a ruptura da camada após determinado número de ciclos;
- Retração: a ocorrência de temperaturas muito baixas combinadas com a cura de camadas estabilizadas com ligantes hidráulicos (cimento, cal, etc.) provocam retração das camadas que podem levar ao trincamento;
- Movimentação do subleito: movimento vertical diferencial entre as bordas de trincas, provocado pelo aumento de umidade, recalques, escorregamento, retração hidráulica e expansão;
- Defeitos construtivos: gerados pela má composição das camadas do pavimento, má execução de juntas longitudinais e deslocamento das camadas.

A propagação de trincas no revestimento asfáltico, decorrentes das diversas solicitações é, em geral, resultado de três etapas, com mecanismos diferentes:

- a) Início do fissuramento, que consome apenas pequena parcela da vida de fadiga;
- b) Crescimento estável da trinca, que corresponde à maior parcela da vida de fadiga;
- c) Propagação instável da trinca, que culmina na ruptura.

Durante o ciclo de deformação, devido ao carregamento do tráfego, as trincas sofrem concentrações de tensões repentinas e acabam aliviando as tensões no pavimento. A formação de zonas plásticas é espalhada ao redor da trinca durante o carregamento brusco da propagação das trincas. Durante o descarregamento elástico as trincas são solicitadas com tensões residuais que também contribuem para o seu desenvolvimento, porém de forma mais lenta.

Segundo Gonçalves (2002), o tempo que a trinca leva para aparecer na superfície aumenta com a espessura da camada de revestimento. A natureza da camada de revestimento também é importante porque a trinca propaga-se mais rapidamente através de um material mais friável. As principais forças dirigidas para o início e propagação das trincas são as cargas do tráfego, a variação de temperatura e a variações de umidade do solo.

Existem diversos sistemas para se classificar o trincamento, em função do tipo, extensão, intensidade e severidade das trincas. De acordo com Bernucci *et al.* (2008), quatro categorias de trincas podem ser identificadas (Figura 2.2):

- Transversais (se aproximadamente perpendicular ao eixo da estrada), que podem ser curtas (TTC) ou longas (TTL);
- Longitudinais (se aproximadamente paralela ao eixo da estrada), que podem ser curtas (TLC) ou longas (TLL);
- Trincas em blocos (com lados bem definidos aparentando blocos); e
- Trincas em couro de jacaré (interligadas sem direções preferenciais, que podem apresentar, ou não, erosão acentuada nas bordas).



Trincas longitudinais curtas



Trincas longitudinais longas



Trincas em blocos



Trincas em couro de jacaré

Figura 2.2 – Tipos mais comuns de trincas que se apresentam no pavimento (Bernucci *et al.*, 2008).

Como comentado, as causas do trincamento dos pavimentos são variadas, observando-se na Figura 2.2 a trinca por couro de jacaré como a mais comum resultante de fadiga do revestimento.

O aparecimento de trincas na superfície de um pavimento traz consequências prejudiciais ao desempenho estrutural e funcional, tais como:

- Perda de impermeabilização da superfície, permitindo a infiltração de água na estrutura e causando perda da capacidade de suporte do solo e a abertura de buracos;
- Degradação progressiva do revestimento próximo à trinca, devido à concentração dos esforços nas bordas da trinca, o que leva ao aumento da irregularidade;

- Aumento nas tensões verticais que atuam nas camadas subjacentes, devido à queda na rigidez da camada trincada.

Os modelos básicos de previsão do número de repetições de carga para se prever o trincamento por fadiga, baseiam-se na deformação de tração, na tensão de tração e no módulo de deformação. Alguns destes modelos, internacionais e nacionais são:

- Modelos de fadiga desenvolvidos pelo Instituto de Asfalto dos EUA (MS 1 e MS 11), pela Shell Oil e pelo Superpave (A-357), citados em Franco (2000);
- Modelos de fadiga desenvolvidos por Pinto (1991), para misturas asfálticas brasileiras, utilizando a deformação de tração ϵ_t e o módulo de resiliência da camada asfáltica e por Rodrigues (1991) utilizando a relação entre a vida de fadiga e a densidade de energia de deformação.

Os modelos de fadiga de laboratório necessitam ser calibrados de forma a se aproximar da situação de campo, já que são obtidos em condições específicas, tais como: nível e frequência de carregamentos constantes, temperatura fixa, forma e tipo de compactação, etc., diferentes das condições no campo que são mais complexas e aleatórias. A forma mais usual é a aplicação de um fator campo/laboratório que é bastante variável na literatura nacional e internacional.

2.1.2.

Deformação plástica – Afundamento de trilha de roda

A deformação plástica ou permanente é a deformação que ocorre no material, tendo em vista a ação de uma carga, e que não é recuperável quando cessa o carregamento. Como em geral num pavimento rodoviário o tráfego se concentra numa região determinada do pavimento, tendo em vista a largura da faixa de rolamento em relação à largura dos veículos comerciais, esta região mais solicitada é designada de trilha de roda. As deformações plásticas se concentram então nesta região do pavimento, gerando o defeito conhecido como afundamento de trilha de roda – ATR.

A Figura 2.3 apresenta um exemplo de deformação permanente num pavimento flexível, bem como a trinca por fadiga.

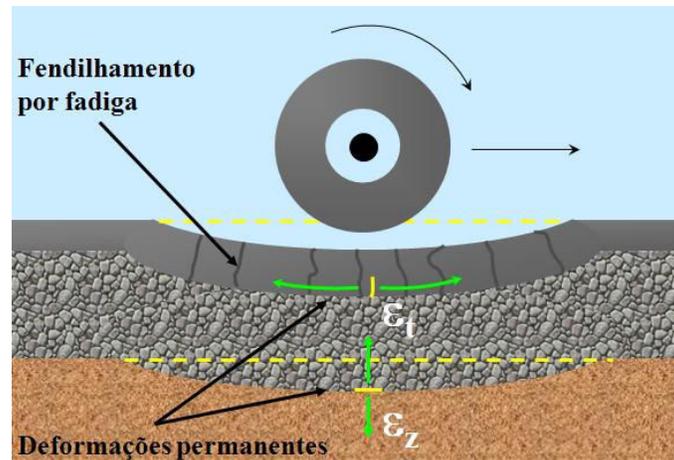


Figura 2.3- Deformações num pavimento flexível (Reis, 2009).

O comportamento de um solo quanto à deformação permanente está relacionado à história de tensões a que foi submetido, isto é, para o caso de pavimentos, à sequência de aplicação do carregamento.

Os afundamentos são decorrentes do mecanismo denominado deformação plástica ou permanente. Estes defeitos são originados por dois distintos modos de sollicitação mecânica: flexão repetida e compressão simples.

Segundo Svenson (1980), o acúmulo de deformações permanentes em uma camada de concreto asfáltico é causado por uma combinação de densificação (redução do volume) e deformação cisalhante, devido à repetição das cargas de tráfego. O fator predominante são as elevadas tensões cisalhantes na parte superior da camada asfáltica.

Algumas vezes considera-se (erroneamente) o afundamento de trilha de roda como unicamente devido à contribuição da camada de subleito. Sabe-se que o pavimento funciona como um sistema de múltiplas camadas, portanto os afundamentos são oriundos da contribuição de todas as camadas, podendo ser muito acentuadamente desenvolvida na mistura asfáltica do revestimento quando esta não é convenientemente projetada (Motta e Medina, 2006).

Em sua fase inicial, na maioria dos casos, os afundamentos de trilha de roda são praticamente imperceptíveis e somente são notados quando da ocorrência de chuvas, através do acúmulo de água. A presença significativa de ATR pode levar ao comprometimento estrutural do pavimento e, também elevar o potencial para a ocorrência de hidroplanagem dos veículos. Por isso, na etapa de projeto é fundamental considerar as condições necessárias para que as camadas possam

resistir a deformações plásticas excessivas. A Figura 2.4 mostra um exemplo de deformação permanente suscitada em uma rodovia pavimentada considerada rompida.



Figura 2.4 - Exemplo de deformação permanente em pavimento asfáltico (Franco, 2007)

Os ensaios de deformação permanente são realizados em um estado de tensões representativo da camada ou do subleito e aplicados um número N de repetições de carga acima de 10^5 ou até garantir que o material tenda à estabilização das deformações permanentes. Busca-se definir o acomodamento (*shakedown*) de solos granulares e finos para balizar a escolha de materiais hoje em dia e garantir que não haverá esta ruptura plástica (Guimarães, 2009).

Segundo Dawson e Kolisoja (2004 *apud* Malysz, 2009), os afundamentos de trilha de roda podem ocorrer segundo quatro mecanismos, designados como modos 0, 1, 2 e 3, considerando os casos de pavimentos com revestimento delgado ou sem revestimento. No modo 0, o ATR ocorre por pós-compactação do material da camada, de base ou revestimento primário, devida às cargas dos veículos. Neste caso, no subleito as deformações são desprezíveis. Rupturas por este modo podem ser evitadas pela utilização de procedimento de compactação eficiente. Porém, quando são utilizados agregados de baixa resistência, pode ocorrer cisalhamento próximo à aplicação das cargas de roda. Este tipo de afundamento é definido como de modo 1 e normalmente acontece quando o agregado está sujeito a elevados graus de saturação. Quando o agregado é de boa qualidade, numa camada bem compactada e drenada, ainda pode ocorrer ATR por

outro mecanismo. Neste caso os afundamentos ocorrem segundo o modo 2, no qual a camada do agregado apenas acompanha as deformações sofridas pelo subleito sem alterar a sua espessura. O modo 3 ocorre quando as partículas do agregado são danificadas por atrito ou abrasão, apresentando aspecto semelhante ao modo 0. A Figura 2.5 apresenta os quatro modos de afundamento esquematicamente.

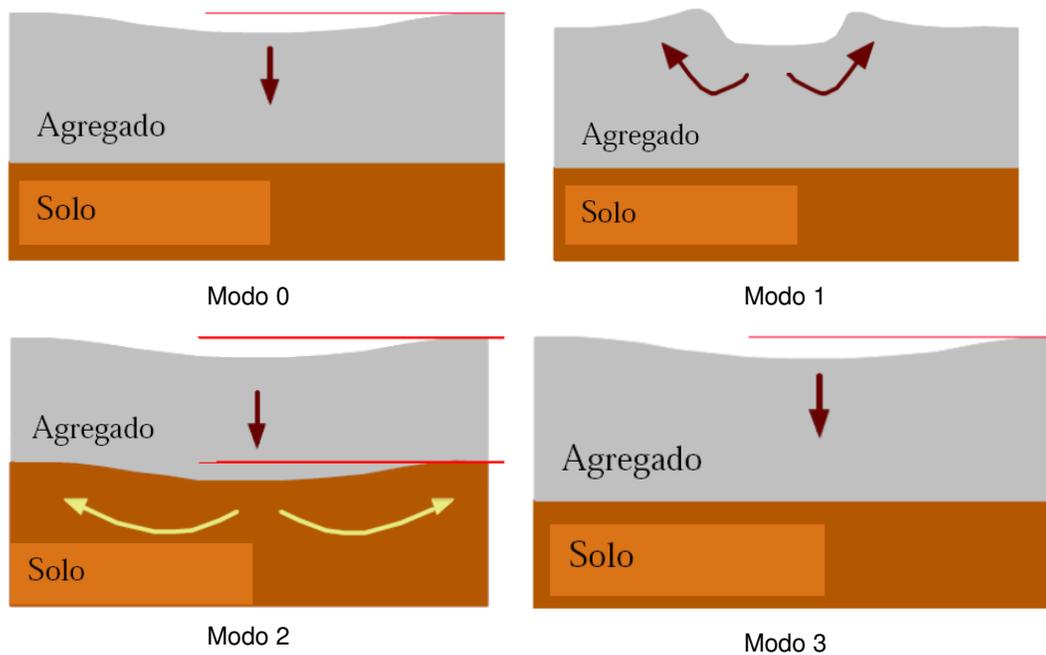


Figura 2.5–Afundamentos de trilha de roda segundo os modos 0, 1, 2 e 3 (Malysz, 2009).

A previsão da evolução de ATR é um problema complexo e requer a caracterização detalhada das propriedades elásticas, plásticas e de viscosidade dos materiais que constituem as camadas do pavimento, inclusive do revestimento.

Modelos de previsão da deformação permanente dos materiais de pavimentação têm sido desenvolvidos a partir de dados obtidos em laboratório principalmente através de ensaios triaxiais de cargas repetidas. Nestes ensaios são utilizados corpos de prova preparados para as condições de temperatura, estado de tensões, umidade e densidade próximas ao encontrado em campo.

O efeito cumulativo das deformações permanentes tem sido em geral expresso pelo modelo matemático simplificado de Monismith *et al.* (1975), apresentado na equação (2.1):

$$\varepsilon_p = AN^B \quad \text{Equação 2.1}$$

Onde: ϵ_p : é a deformação específica plástica;
N: é o número de repetições de carga, e
A e B: são parâmetros experimentais obtidos nos ensaios triaxiais,
dependem do nível de tensão e das condições de moldagem.

Com esse modelo consegue-se, para as condições específicas de carregamento e preparação de cada material, obter boas regressões, representando o comportamento da deformação permanente em relação apenas ao número de repetições de carga, tanto para solos granulares como para solos argilosos. Entretanto, não prevê mudanças no comportamento em função de variações climáticas ou variações de parâmetros das camadas, tais como: umidade, densidade e estado de tensões (Franco, 2000).

2.2. Avaliação Estrutural do Pavimento

A avaliação estrutural de um pavimento é feita por métodos que permitam inferir as características de deformabilidade, capacidade de carga e resistência à ruptura por cisalhamento do sistema em camadas, causadas pela passagem das cargas de tráfego. Em pavimentos em uso pode ser feita por provas de carga não destrutivas e/ou abertura de poços para coleta de amostras e posterior ensaios de laboratório. A correta determinação da condição estrutural é de fundamental importância para a aplicação de métodos mecanístico-empíricos de projeto de pavimentos novos ou de reforços.

Quando o processo de avaliação de um trecho é feito sistemática e repetidamente em várias idades do pavimento, é possível obter uma curva de desempenho (modelo de desempenho) que permite prever a condição futura do pavimento, a partir da condição analisada numa data atual em condições semelhantes de estrutura e carregamento. Assim é possível aplicar decisões de gestão de pavimentos, decidindo o momento das intervenções preventivas e corretivas, e dimensionar reforço estrutural quando necessário.

A identificação da condição estrutural de um pavimento é efetuada por meio de avaliações destrutivas e não destrutivas.

- Avaliação destrutiva: retirada de partes do pavimento (poços de sondagem) para verificação das condições “*in situ*” e a obtenção de amostras para ensaios de laboratório.
- Avaliação não destrutiva: realizam-se ensaios “*in situ*” para registrar os defeitos da superfície e as respostas do pavimento sob carregamento, em termos elásticos e plásticos. Basicamente, este método consiste na determinação das bacias deflectométricas ou de deformação na superfície do pavimento e medidas de afundamento de trilha de roda.

A avaliação destrutiva consiste na abertura de poços de sondagem para a identificação da natureza e das espessuras dos materiais das camadas do pavimento, bem como, para a coleta de amostras deformadas ou indeformadas dos materiais da pista destinadas a ensaios laboratoriais. É possível determinar a massa específica e a umidade de cada camada para comparar com as condições de umidade ótima e massa específica máxima dos ensaios de compactação, e assim, avaliar eventuais excessos de umidade ou deficiência do grau de compactação.

Pela sua própria natureza destrutiva só pode ser empregado em alguns poucos pontos selecionados como representativos para cada segmento a ser avaliado (Bernucci *et. al.*, 2008).

A partir destas amostras de campo podem ser realizados ensaios de laboratório para obter parâmetros que permitam a análise de tensões – deformações e avaliação da capacidade de carga do pavimento em avaliação.

Um parâmetro útil e necessário para se prever as tensões e deformações produzidas no pavimento pelas cargas transientes é o módulo de resiliência, que é um módulo de elasticidade obtido sob carga repetida, com pulsos de cargas com duração da ordem de 0,1 s. Francis Hveem da Califórnia, EUA, durante a década de 1950, foi o primeiro a relacionar as propriedades resilientes dos materiais dos pavimentos ao trincamento por fadiga dos revestimentos asfálticos (Gonçalves, 1999).

Define-se o módulo de resiliência (M_R) do solo, a partir de um ensaio triaxial dinâmico, como a relação entre a tensão-desvio aplicada axial e ciclicamente em um corpo de prova e a correspondente deformação específica vertical recuperável, conforme a equação (2.2):

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\epsilon_R} \quad \text{Equação 2.2}$$

Onde:

ϵ_R = deformação resiliente axial (vertical);

σ_d = tensão desvio aplicada repetidamente.

A correta caracterização do solo de subleito quanto ao seu comportamento resiliente, especialmente quanto à variação de M_R com o estado de tensões, é fundamental para previsões confiáveis da deflexão do pavimento, na medida em que o subleito tende a ser a camada de maior contribuição nas deflexões.

Silva (2003) afirma que, a maioria de solos e britas não possuem um comportamento elástico linear sob carregamentos repetidos, tendo seus módulos de resiliência dependentes dos estados de tensão atuantes.

Os módulos de resiliência têm sido representados pelos seguintes modelos potenciais:

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \quad (\text{para solos arenosos}) \quad \text{Equação 2.3}$$

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \quad (\text{para solos argilosos}) \quad \text{Equação 2.4}$$

Onde: M_R : módulo de resiliência;
 σ_3 : tensão confinante;
 σ_d : tensão desvio; e
 k_1 e k_2 : parâmetros de regressão.

Os modelos indicados pelas equações (2.3) e (2.4) foram os modelos comumente empregados na maioria dos estudos. Mas atualmente tem-se utilizado também o modelo composto, representado pela equação (2.5).

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot \sigma_3^{k_3} \quad \text{Equação 2.5}$$

Onde: M_R : módulo de resiliência;
 σ_3 : tensão confinante;
 σ_d : tensão desvio; e
 k_1 , k_2 e k_3 : parâmetros de regressão.

A vantagem deste modelo é que é genérico e não depende de saber a priori se o comportamento predominante é o granular ou o argiloso. Nos solos tropicais não é fácil deduzir este comportamento a partir da granulometria do material visto que, muitas vezes, a cimentação proporcionada pela presença dos óxidos de ferro ou de alumínio modifica o comportamento resiliente do solo, ou seja, a predominância de uma das tensões na não linearidade (Medina e Motta, 2005).

Outro modelo a citar é o modelo da AASHTO, representado pela equação 2.6.

$$M_R = k_1 \cdot p_a \cdot \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{k_3} \quad \text{Equação 2.6}$$

Onde: k_1 , k_2 e k_3 : parâmetros de regressão;
 p_a : pressão atmosférica (usada para normalizar as unidades do M_R);
 θ : primeiro invariante de tensão; e
 τ_{oct} : tensão cisalhante octaédrica.

Segundo Guimarães (2009), uma restrição feita para o equipamento triaxial dinâmico ou de cargas repetidas se refere à sua impossibilidade de simular a rotação das tensões principais que ocorre em um elemento de solo submetido à ação da carga de roda em movimento, bem com a indução de tensões cisalhantes, conforme ilustrado na Figura 2.6.

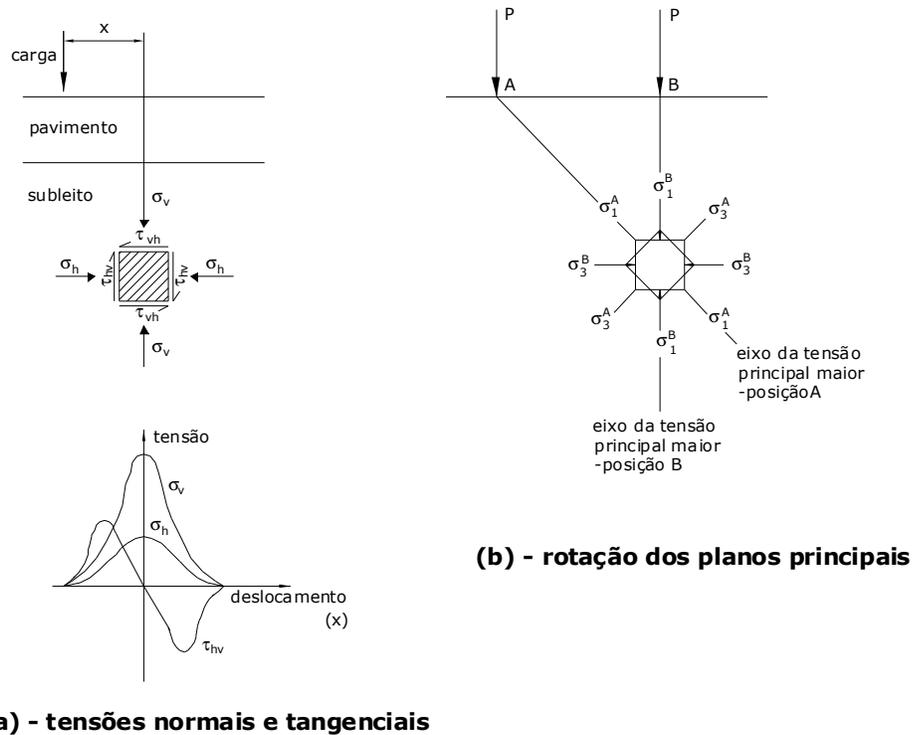


Figura 2.6 – Rotação das tensões principais provocadas pela ação da carga de roda (Medina e Motta, 2005).

A avaliação estrutural não destrutiva refere-se à determinação da deformação elástica, que significa a resposta do pavimento sob carregamento. Este parâmetro é influenciado pelo comportamento resiliente dos materiais, pelo teor de umidade dos materiais e pela temperatura, que pelo seu aumento diminui o módulo de resiliência, principalmente das misturas asfálticas (Trichês, Pitta e D'Oliveira, 2000).

Basicamente, a avaliação não destrutiva consiste na determinação da bacia de deflexão do pavimento sob carga estática ou dinâmica e, “a posteriori”, a determinação dos módulos de resiliência por meio de retroanálise, utilizando-se de programas computacionais.

Define-se como bacia de deformação aos assentamentos que resultam do efeito de aplicação de uma carga sobre o pavimento, a mesma que se dissipa a medida que se afasta do seu ponto de aplicação.

Para determinar o dano que estas deformações causam à estrutura de um pavimento é preciso desenvolver uma análise dos níveis atingidos e das capacidades de suportar estas deformações pelas camadas que conformam a

estrutura, antes de apresentar problemas de consideração (Córdova e Guimarães, 2011).

Os equipamentos utilizados em avaliações não destrutivas podem ser divididos em:

- Carregamentos Estáticos – medem a deformação sob uma carga estática ou em deslocamento a velocidade muito baixa (Ensaio de Placa e Viga Benkelman);
- Carregamentos Vibratórios – medem a deformação sob uma carga vibratória ou cíclica (Dynalect);
- Carregamento por impacto – a deformação medida é causada pela queda de um peso padronizado (Falling Weight Deflectometer-FWD).

Segundo Bernucci *et. al.* (2008), há bastante diferença entre os valores numéricos de avaliação estrutural realizados utilizando-se cada um desses tipos de equipamentos, que podem ser usados para levantamentos da condição de pavimentos, para análises de rotina ou para projeto de reabilitação.

No Brasil, o DNIT (antigo DNER) normalizou os seguintes equipamentos na avaliação estrutural de pavimentos: ensaio de placa (carga estática), a Viga Benkelman (carga quase estática) e o FWD (carga por impacto).

Durante o desenvolvimento da presente pesquisa também foi realizada a avaliação estrutural do pavimento construído pelo decorrer da aplicação de carregamento, utilizando equipamentos menores: o Geogauge H-4140 da Humbolt e o Light Weight Deflectometer (LWD).

O GeoGauge é um equipamento transportável que fornece uma forma simples, rápida e precisa de medições “*in situ*” de duas propriedades importantes da engenharia e da mecânica do solo compactado e do agregado: a rigidez elevada (MN/m) e o módulo do Young (MPa) do material.

A avaliação com o equipamento GeoGauge é considerado um método não destrutivo e de fácil aplicação para a avaliação estrutural do pavimento, pode ser utilizado durante a etapa de construção das estradas e no monitoramento durante sua vida útil.

O Geogauge pode ser utilizado “*in situ*” para estimar o valor do módulo de Young do material ou estimar os resultados do ensaio de prova de carga com

maior velocidade e simplicidade e ainda com menor custo. (GeoGauge™ User Guide, 2007).

O equipamento com cerca de 10 kgf de peso é alimentado por seis pilhas alcalinas tipo D (Figura 2.7), suficiente para até 1.500 medições. Seu princípio de funcionamento é a partir de vibrações com 25 estágios de frequências crescentes (entre 100 e 196 Hz), das quais se medem as deformações respectivas, calculando-se o desvio padrão entre as mesmas. Tal medição dura aproximadamente 75 s. A profundidade de alcance do mesmo é de 22,0 a 31,0 cm. Para se medir o módulo e a rigidez de uma determinada camada de solo este deve estar em contato íntimo com pelo menos 60% do perímetro do anel metálico existente na base do GeoGauge.

A Tabela 2.1 mostra algumas características técnicas do equipamento.



Figura 2.7 - Equipamento GeoGauge H-4140 da Humbolt no local do presente estudo sobre a base imprimada.

Tabela 2.1– Características técnicas do equipamento GeoGauge H - 4140 da Humbolt (Fonte: Silva, 2009)

Característica	Especificações
Rigidez	Faixa de utilização – de 3 a 70 MN/m
Módulo de Young	Faixa de utilização – de 26 a 610 MPa
Profundidade de medição	de 220 a 310 mm
Tempo de medição	75 s
Dimensões	280 mm x 270 mm
Peso	10 kg (apenas o equipamento) 15,5 kg (equipamento e caixa de proteção)

Para conhecer as características mecânicas e o comportamento do material empregado na estrutura do pavimento, submetendo-os a carregamentos simulados com cargas de tráfego padrão, foram desenvolvidos na década de 1980 equipamentos tipo deflectômetro de impacto.

Existem atualmente três versões principais: o deflectômetro de impacto para cargas altas (HWD), o deflectômetro de impacto para cargas médias ou rodoviárias (FWD) e o deflectômetro de impacto para cargas baixas (LWD), que apresentam características para serem usados em aeroportos e rodovias pavimentadas urbanas, rurais ou especiais.

Os equipamentos tipo FWD trabalham transferindo ao pavimento uma carga dinâmica de impacto mediante um peso suspenso que é elevado até uma altura pré-estabelecida e solto sobre amortecedores que comunicam o choque a uma placa metálica apoiada sobre o pavimento no ponto de leitura da deflexão máxima (Figura 2.8).

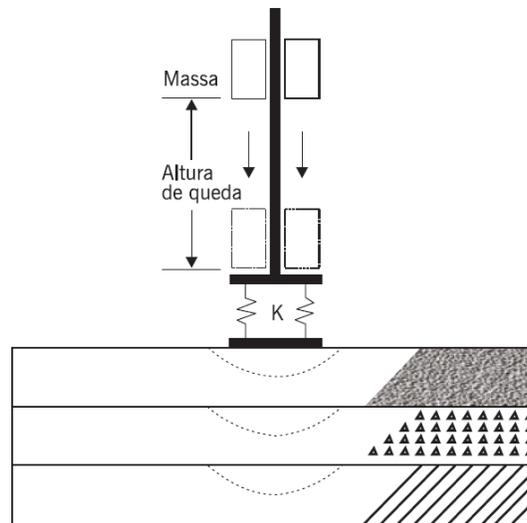


Figura 2.8 – Esquema de um defletoômetro de impacto (Fonte Bernucci *et al.*, 2008)

Algumas das características padrões destes equipamentos são as seguintes:

- Possuem uma placa sobre a qual é imposto o carregamento. Essa deve ficar totalmente em contato com a superfície do pavimento.
- A carga real aplicada é medida por uma célula de carga e tem uma duração que pode variar de 0,25 s a 0,30 s, tempo correspondente à passagem de um veículo com velocidade de 60 a 80 km/h.
- Aplicam os pulsos de carga no pavimento em forma de ondas que se propagam no interior da estrutura a velocidades finitas. Estas ondas são registradas em diferentes instantes através de sensores de vários tipos, que permitem determinar as deflexões produzidas pelo carregamento induzido.
- Os diferentes sensores do equipamento estão dispostos desde o centro da placa, ponto 0,0 m, e os demais ao longo do comprimento de uma barra metálica a distâncias pré-estabelecidas que pode variar cada 0,20 m, mais ou menos, até 1,00 m ou 1,20 m.
- As deflexões são registradas e armazenadas em um computador ligado ao equipamento permitindo também o registro simultâneo de valores de temperatura da superfície do revestimento e do ar, a carga real aplicada ao pavimento e a distância percorrida total e parcial.

Especificamente o equipamento utilizado no presente trabalho foi o Light Weight Deflectometer (LWD) que tem o mesmo princípio, porém é bastante simplificado: é operado manualmente, tem somente uma placa de carga e três sensores para medir a deformabilidade das camadas.

Fleming (2000 *apud* Reis e Guimarães, 2012) realizou avaliações laboratoriais e de campo com diversos equipamentos, dentre deles o LWD, destacando a qualidade do mesmo pela presença de célula de carga para medir a força de impacto, coletando as informações através de software específico. O LWD é um equipamento de precisão para determinar *in situ* módulos de resiliência (M_R) baixos, de até 2000 MPa, visando estabelecer características mecânicas importantes das camadas de uma estrutura de pavimento podendo ser usado no acompanhamento de trabalhos de intervenção ou de construção.

O equipamento é composto por uma célula de carga de alta precisão que mede o valor máximo da força de impacto da queda de um peso de 15 kg acoplado a uma placa de carga com diâmetro de 300 mm, conforme a Figura 2.9. O valor máximo da força de impacto é baseado em medidas de célula de carga e os deslocamentos (deflexões) são medidos com até 3 sensores, que ficam posicionados a diferentes distâncias em relação ao centro da placa.



Figura 2.9– Equipamento Light Weight Deflectometer (LWD) do IME, usado neste estudo.

Durante o desenvolvimento de um teste, a deflexão no centro da placa de carga é obtida para calcular também o módulo de elasticidade/resiliência (E_{VD}) da camada em estudo. A expressão utilizada para o cálculo do módulo da camada é aquela desenvolvida por Boussinesq com base na Teoria da Elasticidade (Reis e Guimarães, 2012), conforme mostrado na equação 2.7.

$$(E_{VD}) = \frac{F(1-\nu^2)\sigma R}{Df} \quad \text{Equação 2.7}$$

Onde: F =fator que depende da distribuição das tensões, onde $F=2$ para distribuição uniforme, $F=\pi/2$ para placa rígida, distribuição parabólica (solo granular) $F=8/3$ e distribuição parabólica (solo coesivo) $F=4/3$;

ν = coeficiente de Poisson;

σ = tensão aplicada (kPa);

R = raio do prato de carga (mm);

Df = Deflexão (μm);

E_{VD} = Módulo de Elasticidade (MPa).

As partes constituintes do equipamento são apresentadas na Figura 2.10 (Dynatest, 2006):

- Célula de carga que mede o valor máximo da força de impacto da queda de um peso com 10, 15 ou 20 kg, incorporada numa placa de carga com um diâmetro de 100, 200, ou 300 mm. O valor máximo da força de impacto é medido pela célula de carga;
- Os deslocamentos (deflexões) são medidos pelos sensores em tempo real e apresentados graficamente no Palm Top conectado ou transmitido por onda tipo Bluetooth;
- O módulo de elasticidade " E_{VD} " é calculado e visualizado em tempo real;
- O software de coleta de dados exibe na tela do Palm Top o Módulo de elasticidade da superfície e um gráfico de histórico em tempo real.

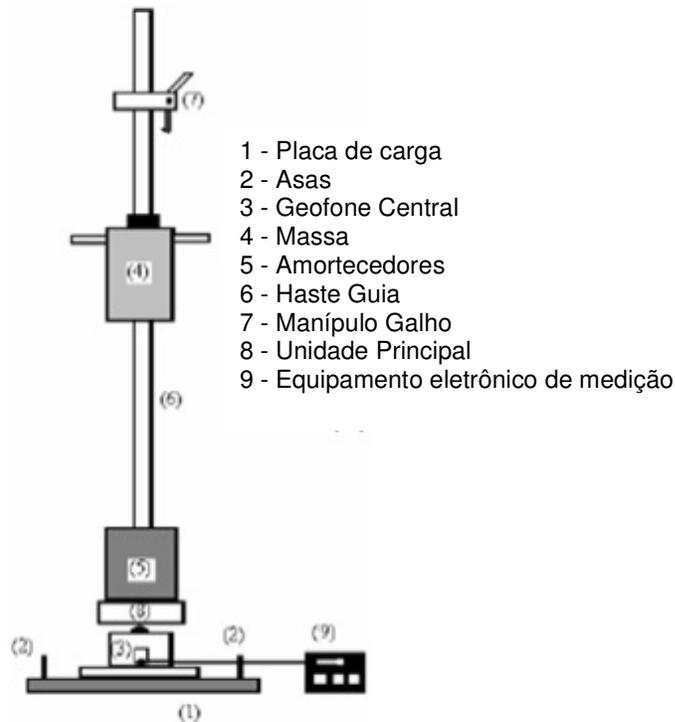


Figura 2.10 – Visão geral do equipamento LWD (Fonte: Reis e Guimarães, 2012)

O ensaio é realizado através de impacto, sendo que o ponto selecionado para sua avaliação é ensaiado três vezes e o valor de módulo para cada ponto é a média dos três ensaios. Cada ponto ensaiado é devidamente registrado pelo GPS do próprio equipamento, gerando assim a coordenada geográfica dos mesmos, variável muito útil em trabalhos de campo.

2.3. Retroanálise de Módulos de Resiliência

Os módulos de resiliência ou de elasticidade dos materiais das camadas granulares e do solo de subleito são parâmetros fundamentais para avaliação do comportamento estrutural de pavimentos flexíveis. No entanto, para que se possa caracterizar de maneira adequada esse comportamento estrutural de um pavimento em uso é essencial que se determine a variação da magnitude dos valores dos módulos dessas camadas tanto em relação à profundidade como no sentido longitudinal da via (variabilidade construtiva).

A determinação dos módulos de resiliência ou de elasticidade das camadas que compõem uma estrutura de pavimento pode ser efetuada pelos seguintes procedimentos:

- Ensaio de módulo de resiliência realizados em laboratório a partir de amostras coletadas em poços de sondagem;
- Retroanálise a partir de levantamentos deflectométricos efetuados com deflectômetros;
- Estimado a partir de propriedades dos materiais (ex.: granulometria, teor de argila, etc);
- Atribuídos com base na experiência adquirida na utilização de solos ou materiais granulares similares.

A retroanálise é o método que permite inferir os módulos de elasticidade dos materiais que compõem as camadas e o subleito do pavimento em serviço através da interpretação das bacias de deflexões. A Figura 2.11 indica os elementos necessários para aplicar o método da retroanálise. Tendo-se conhecimento da carga externa aplicada para a qual foi obtida a bacia deflectométrica e, conhecendo-se as características básicas dos tipos de materiais presentes em cada camada e suas espessuras, é possível inferir os módulos a partir das deflexões obtidas.

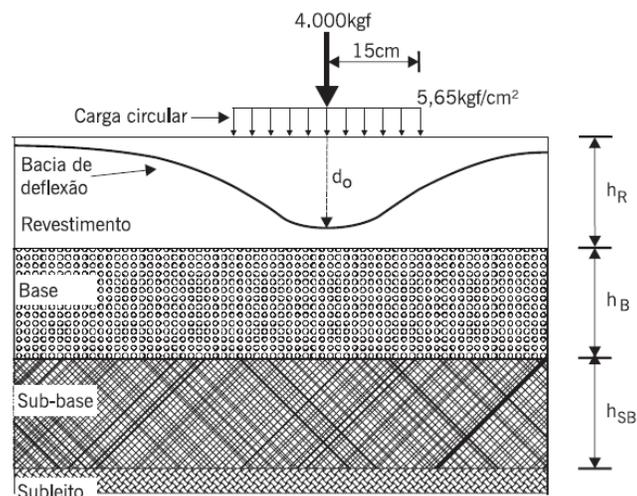


Figura 2.11 – Esquema dos dados necessários para a retroanálise de pavimento
(Fonte: Nóbrega, 2003)

Em relação ao dimensionamento de um pavimento a ser restaurado, a retroanálise tenta calcular o módulo de resiliência dos materiais empregados numa estrutura de pavimento através das deformações resultantes de um carregamento conhecido, por meio de ensaios não destrutivos.

Esta retroanálise pode ser feita por várias técnicas, tais como: métodos simplificados, iterativos ou de bancos de dados ou solução fechada para duas camadas e por meio de equações simultâneas. Cada método tem sua particularidade, apresentando tanto vantagens como desvantagens, dependendo dos parâmetros considerados.

Bernucci *et al.* (2008) citam algumas vantagens e desvantagens da utilização do método da retroanálise:

- “Possibilita a obtenção dos módulos nas condições de campo;
- Minimiza o número de sondagens para determinação das espessuras e coletas de amostras para determinação dos parâmetros desejados, que são de difícil reprodução em laboratório, além de serem onerosas, e demoradas;
- Possibilita o uso pleno da bacia deflectométrica, não só a deflexão máxima (d_0) como nas técnicas de avaliação estrutural preconizadas pelo DNER;
- Caracteriza com rapidez as camadas em termos de elasticidade;
- Verifica a condição estrutural de cada camada e subleito.”

Entre as desvantagens citam-se:

- “A sensibilidade do cálculo dos valores dos módulos de elasticidade aos valores das bacias deflectométricas que tem imprecisão inerente aos levantamentos de campo;
- A confiabilidade dos instrumentos e dos procedimentos operacionais de medição das deflexões deve ser continuamente verificada;
- Os módulos retroanalizados não representam necessariamente os módulos reais das camadas e sim “módulos equivalentes;
- O conjunto de módulos retroanalizados não é único, depende do programa utilizado para obtê-los, das hipóteses simplificadoras, dos níveis de ajuste atingidos, etc”.

Vários programas foram desenvolvidos para retroanálise de pavimento. A norma ASTM D-5858 cita os programas: MODULUS, ELMOD, ESSEM4, MODCOMP, DIPLOMAT E ISKBACK.

Os métodos iterativos buscam obter os módulos de todas as camadas do sistema existente, pavimento/subleito e através destes módulos, das espessuras das camadas e das cargas atuantes, calcular as tensões, deformações e deslocamentos em qualquer ponto do sistema analisado. Utilizam aplicativos computacionais que procuram o melhor ajuste das bacias de deflexões, através de técnicas de minimização do erro absoluto ou erro quadrático. Possuem formulação matemática complexa e utilizam processos iterativos de convergência. Em geral apresentam boa acurácia, porém o tempo de processamento é relativamente grande.

Este método compara a bacia de deflexão teórica com a obtida em campo até a obtenção de um determinado critério de convergência, que tem como objetivo a minimização das diferenças (Nóbrega, 2003).

Segundo Albernaz *et al.* (1995 *apud* Nóbrega, 2003), os métodos iterativos são agrupados em:

1. Métodos que calculam, durante o processamento, os parâmetros elásticos de estruturas teóricas, cujas bacias deflectométricas são comparadas às bacias medidas em campo; comparam a bacia de campo e a calcula de forma iterativa, até que a convergência seja próxima. Os parâmetros da estrutura teórica são calculados através de programas de análise de tensões e deformações como FEPAVE2, ELSYM5, JULEA, BISAR, KENLAYER, etc.;
2. Métodos que fazem uso de banco de dados das características elásticas e geométricas de uma gama de estruturas teóricas; e partem do mesmo princípio do método anterior, a diferença é que as bacias medidas em campo são comparadas com as bacias teóricas de estruturas previamente calculadas e armazenadas em um banco de dados. Exemplos são os seguintes programas: MODULUS, COMDEF, DBCONPAS, REPAV, etc.;
3. Métodos que utilizam equação de regressão estatística para determinação das deflexões teóricas em pontos pré-estabelecidos da bacia deflectométrica. Os dados usados na regressão são obtidos por programas de análise mecânica. São exemplos de aplicação deste método os programas LOADRATE e PASTREW.

Utilizou-se a retroanálise no presente trabalho por comparação das bacias deflectométricas do experimento com as bacias geradas durante o processamento do ELSYM5, para analisar a variação do módulo de resiliência das camadas do pavimento para cada etapa do programa experimental.

Os métodos simplificados estimam os módulos do sistema pavimento/subleito, a partir da aplicação de equações, tabelas, gráficos ou outros procedimentos simplificados gerados a partir da Teoria da Elasticidade, aplicada aos meios homogêneos, isotrópicos e linearmente elásticos, transformando a estrutura real multicamadas em estruturas equivalentes mais simples (duas ou três camadas, incluindo o subleito). Como tratam o problema de forma simplificada, são mais rápidos do que os métodos iterativos, porém perdem em acurácia.

Dentre os métodos simplificados de retroanálise, destaca-se o da AASHTO (1993) em que o pavimento real é transformado em estrutura de duas camadas: uma sendo o conjunto das camadas do pavimento (revestimento+base+sub-base), e outra o subleito.

A aplicação desse método exige que sejam fornecidos os dados da bacia de deflexão, da carga solicitante e da espessura total do pavimento acima do subleito.

O módulo de elasticidade do subleito (M_e) é obtido através da equação 2.8.

$$M_e = \frac{0,24 P}{d_i r_i} \quad \text{Equação 2.8}$$

Onde:

M_e : módulo do subleito;

P: carga aplicada sobre uma área circular;

d_i : deflexão medida no ponto de distancia r_i ; e

r_i : distância radial do ponto de aplicação da carga.

O produto ($d_i * r_i$) deve ser determinado para um ponto da bacia deflectométrica bem afastado do ponto de aplicação da carga, onde só há a influência do subleito. A AASHTO recomenda que o valor de r_i seja cerca de 70% do valor do raio do bulbo de tensões a_e na interface pavimento/subleito, cujo valor é dado pela equação 2.9.

$$a_e = \sqrt{\left[a^2 + \left(D^3 \cdot \sqrt[3]{E_P / M_R} \right)^2 \right]} \quad \text{Equação 2.9}$$

Por fim, o módulo E_P é determinado iterativamente, até que o segundo membro da equação 2.10 se iguale ao valor da deflexão máxima (d_0), que se dá no ponto de aplicação da carga.

$$d_0 = 1,5 \cdot p \cdot a \left\{ \frac{1}{M_R \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{D}{a} \cdot \sqrt[3]{E_P / M_R} \right)^2}} + \frac{1 - \frac{1}{\sqrt{1 + (D/a)^2}}}{E_P} \right\} \quad \text{Equação 2.10}$$

Onde:

D = espessura total das camadas acima do subleito;

P = carga aplicada sobre a área circular;

a = raio da área circular de distribuição da carga;

p = pressão de contato.

No guia da AASHTO (1993) é apresentada uma série de critérios de ajuste para o valor modular do subleito, que é influenciado por variações sazonais e pela presença de camadas rígidas presentes até 4,5 m de profundidade.

2.4. Distribuição de Tensões e Deslocamentos em Pavimentos

A aplicação da teoria da elasticidade à pavimentação, permitindo o cálculo de estruturas de pavimento com várias camadas, foi feita inicialmente por Burmister que apresentou em 1943 e 1945 um método para determinar tensões e deformações em sistemas de duas e três camadas. Esse método se baseia na teoria formulada em 1885 por Boussinesq, que considerou um espaço homogêneo, isotrópico e elástico linear para calcular a tensão em qualquer ponto no interior da massa e o deslocamento na superfície provocado por uma carga.

A tensão vertical a uma profundidade qualquer é dada pela equação (2.11) e a constante (k) pela equação (2.12) segundo Boussinesq, para uma camada.

$$\sigma_z = k \cdot \frac{P}{Z^2} \quad \text{Equação 2.11}$$

$$k = \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{Z}\right)^2\right]^{\frac{5}{2}}} \quad \text{Equação 2.12}$$

Onde: σ_z : tensão vertical;
 k : constante adimensional;
 P : carga pontual aplicada na superfície;
 Z : profundidade; e
 r : distância radial.

Como foi mencionado, Burmister desenvolveu soluções para sistemas constituídos por duas e três camadas. Procurou resolver problemas que se apresentam nos cálculos de fundações e de pavimentos de aeródromos. Na solução de problemas de sistema de camadas elásticas foram consideradas algumas suposições básicas: cada camada é homogênea, isotrópica e elástica linear com módulo elástico (E) e coeficiente de Poisson (ν), as camadas são admitidas infinitas na direção lateral e finita em profundidade.

O sistema de duas camadas pode ser aplicado quando o revestimento é colocado diretamente sobre o subleito. Segundo as soluções obtidas por Burmister, os valores de tensão e deslocamento são dependentes da relação de módulos das camadas (E_1/E_2), onde E_1 e E_2 são os módulos de elasticidade do revestimento e subleito, respectivamente. Para a relação $E_1/E_2=1$ obtém-se a solução de Boussinesq para o semiespaço homogêneo.

Segundo Burmister (1943 *apud* Kakuda, 2010), o deslocamento vertical total máximo na superfície (recalque), em termos do fator de deflexão F_2 para $\nu=0.5$, pode ser calculado pelas equações 2.13 e 2.14, nos casos de placa flexível e placa rígida, respectivamente.

$$\Delta = 1,5 \cdot \frac{q \cdot a}{E_2} \cdot F_2 \quad \text{Equação 2.13}$$

$$\Delta = 1,18 \cdot \frac{q \cdot a}{E_2} \cdot F_2 \quad \text{Equação 2.14}$$

Onde: Δ : deslocamento vertical;
 q : carregamento uniformemente distribuído na área circular;

a : raio da placa;

E_2 : módulo de elasticidade da camada inferior; e

F_2 : fator adimensional dependente da relação entre os módulos do revestimento e subleito.

Para o caso específico da distribuição de tensões em sistemas elásticos constituídos por três camadas, Burmister (1945) deduziu expressões matemáticas que incluem a tensão vertical nas interfaces 1 e 2 e tensões radiais em todas as camadas do sistema, conforme Figura 2.12.

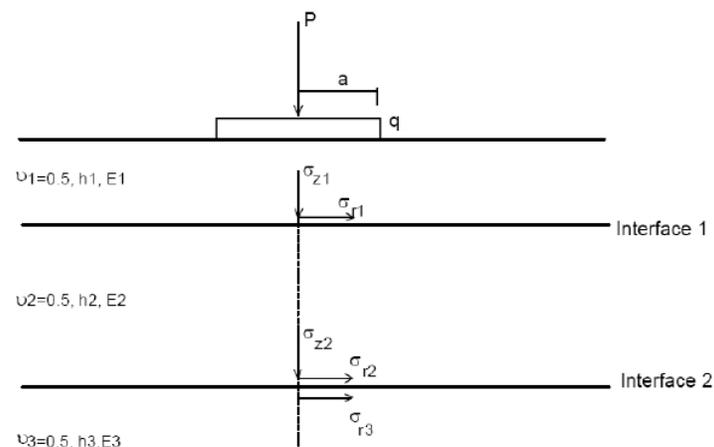


Figura 2.12- Distribuição de tensões (Burmister, 1945 *apud* Kakuda, 2010)

2.5. Instrumentação em estruturas de Pavimentos

Existem muitos instrumentos disponíveis no mercado que permitem a avaliação do comportamento da estrutura de um pavimento frente à ação do tráfego de veículos. As instrumentações servem para auxiliar na interpretação do desempenho de estruturas de pavimentos, permitindo a determinação de parâmetros, tais como: tensão e deformação horizontal, tensão e deformação vertical, afundamentos na superfície do pavimento, umidade, sucção e temperatura.

Na escolha dos equipamentos de leitura destes parâmetros, principalmente, em ensaios de grandes dimensões e trechos experimentais deve-se levar em conta a durabilidade, resistência mecânica durante a compactação das camadas, resistência à fadiga e o ponto de instalação.

Segundo Werneck (1996 *apud* Kakuda, 2010), as características mais comuns dos equipamentos são:

- **Faixa:** ou range (do inglês), representa todos os níveis de amplitudes do sinal de entrada, nos quais se supõe que o instrumento opere;
- **Resolução:** é o menor incremento do sinal de entrada que é sensível ou pode ser medido pelo instrumento;
- **Sensibilidade:** é a função de transferência do equipamento, isto é, a relação entre o estímulo de entrada e o sinal de saída por ele produzido;
- **Linearidade:** quando se mede com o instrumento um valor padrão conhecido que varia de maneira conhecida, se o instrumento for perfeito ou ocorrer um erro desprezível, a “curva” obtida é uma reta; no entanto, como sempre ocorre um erro, a curva obtida “foge” em alguns pontos da “curva” ideal (reta). A distância máxima observada entre uma medida feita pelo instrumento e o valor padrão dividido pela faixa e multiplicada por 100 fornece a linearidade (%);
- **Histerese:** se o estímulo de entrada, que existe em um instrumento, crescer até um determinado ponto o instrumento irá acusar certo valor, mas se o estímulo começa de um ponto mais elevado e decresce até o mesmo valor anterior, o equipamento poderá acusar um valor diferente daquele fornecido anteriormente. Pode ocorrer histerese por diversas razões, tais como: atrito mecânico dos ponteiros de um instrumento de medida, resposta de frequência, inércia molecular etc;
- **Exatidão ou erro:** é a diferença absoluta entre o valor real e o valor medido pelo instrumento. Pode ser dada em porcentagem ou em partes por milhão (ppm) quando este valor for muito pequeno;
- **Precisão ou repetibilidade:** é a capacidade de se obter um mesmo valor em diversas medidas; pode ser dada pelo desvio padrão das medidas efetuadas de um mesmo valor ou pelo maior erro em qualquer medida;
- **Estabilidade:** é a capacidade de um instrumento voltar à situação de regime permanente (steadystate) depois de receber um sinal

transitório, como um degrau ou um pulso, por exemplo. Depende principalmente do ganho de representação e da frequência da ressonância do sistema.

Silva (1999) descreve a pesquisa realizada na Pista Experimental Circular do IPR/DNER para estudar a restauração de pavimentos flexíveis com concreto de cimento Portland (“whitetopping”- WT). Para determinar o desempenho deste tipo de reforço foram utilizados seis extensômetros e duas células de carga. Os seis extensômetros embutidos na camada de WT resistiram satisfatoriamente aos esforços na fase de construção e às solicitações devidas ao carregamento externo e fatores ambientais. Com relação às células de carga, acredita-se que uma das células de carga sofreu um deslocamento devido a recalques diferenciais do subleito refletindo erro de registro das medições. Com os valores de deformação registrados pelos extensômetros foi possível calcular as tensões de tração na face inferior do WT.

Silva (2009) avaliou o comportamento mecânico de um pavimento rodoviário submetido à oscilação do lençol freático simulado no modelo físico de verdadeira grandeza desenvolvido no laboratório da COPPE - Setor de Pavimentos. A instrumentação utilizada para tal análise foi composta de sete tensiômetros de alta capacidade, sete refletômetros no domínio do tempo que conseguiram medir a sucção e a umidade dos solos, respectivamente, frente à variação da umidade dos materiais, também dois LVDTs e cinco células de carga permitiram controlar as deflexões e as tensões geradas na estrutura do pavimento com a aplicação do carregamento cíclico.

O tipo de instrumentação utilizada no presente trabalho foi a que utilizou Silva (2009). No entanto, foi incrementado o número de LVDTs que permitiram controlar as deflexões em mais pontos da superfície do pavimento com o objetivo de obter a bacia de deflexão gerada pela aplicação de carregamento cíclico nos ensaios desenvolvidos. Também foi reduzido o número de tensiômetros de alta capacidade (TAC) e refletômetros no domínio do tempo (TDR), instalados no subleito e na camada de base do pavimento, que controlaram a variação da umidade e da sucção quando o subleito foi submetido à imersão por danos a alguns dos instrumentos. As células de carga monitoraram a aplicação de carga aplicada. A descrição de cada instrumento está no Capítulo 3.

2.6. Utilização de Geossintéticos em Pavimento Flexível

O termo geossintético é usado para descrever uma família de produtos sintéticos utilizados para resolver problemas em Geotecnia. A natureza sintética desses produtos os torna próprios para uso em obras de terra onde um alto nível de durabilidade é exigido.

O emprego de geossintéticos numa estrutura de pavimento tem como principal objetivo diminuir e distribuir de forma homogênea as tensões que chegam ao subleito, controlando ou reduzindo a um mínimo os defeitos estruturais como afundamento de trilha de roda e trincamento por fadiga do revestimento asfáltico. Possibilita ainda, a redução das espessuras das camadas granulares, aumento na vida útil do pavimento e também atuam como elemento separador e filtrante. Podem ser utilizados tanto no reforço de base de pavimentos em construção quanto no reforço da capa asfáltica, na restauração de pavimentos degradados.

Os quatro grupos principais de geossintéticos são: geotêxteis, geogrelhas, geomantas e geocompostos, sendo mais utilizados em pavimentos os dois primeiros. Uma breve descrição dos geotêxteis e das geogrelhas é a seguinte:

a) Geotêxtil

Produto têxtil bidimensional permeável, composto por fibras cortadas, filamentos contínuos, monofilamentos, laminetes ou fios, formando estruturas tecidas, não tecidas ou tricortadas, cujas propriedades mecânicas e hidráulicas permitem que desempenhe várias funções numa obra geotécnica (Vertematti, 2004).

Para a utilização em restauração de pavimentos flexíveis devem apresentar uma resistência à tração maior que 7kN/m (NBR 12824), capacidade de retenção de ligante betuminoso maior que 0,9 l/m² e ponto de amolecimento superior a 180°C.

Para a utilização em base tem sido utilizado como separador ou elemento filtrante, tendo como principal função a de prevenir a interpenetração do material de base na camada inferior. Holtzet *et al.* (1995 *apud* Kakuda, 2010) recomendam

o uso de geotêxtil em subleitos de baixa capacidade de suporte, expressa por $CBR < 3\%$ ou módulo de resiliência $< 30\text{MPa}$.

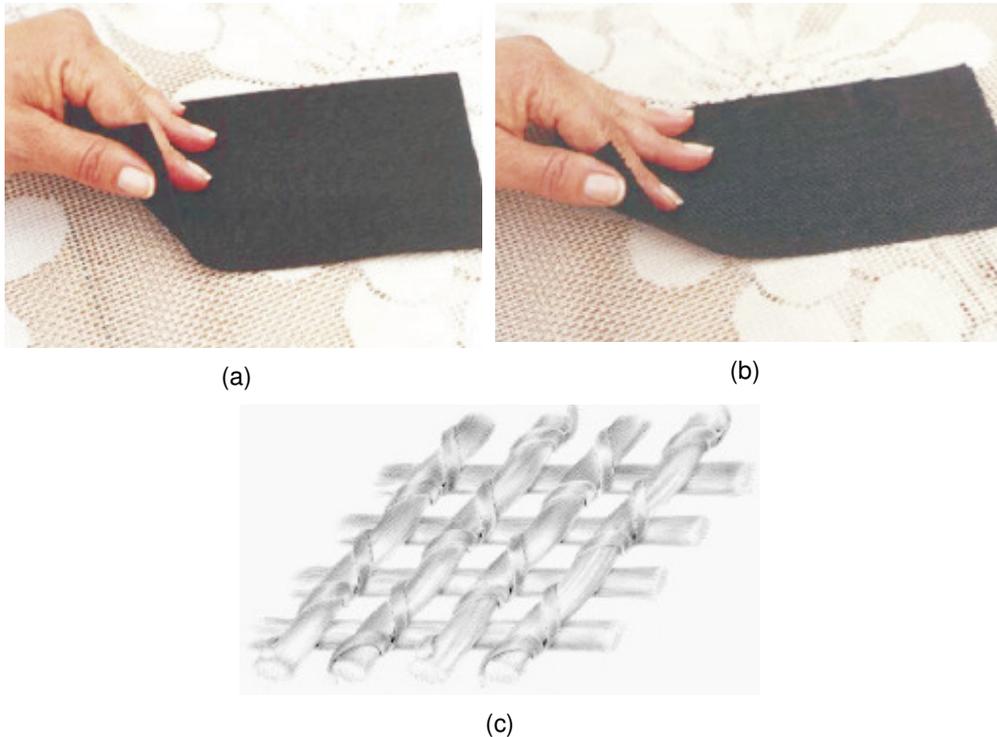


Figura 2.13 - Tipos de Geotêxteis utilizados em obras geotécnicas. (a) Geotêxtil não tecido (b) Geotêxtil tecido (c) Geotêxtil tricortado (CTG - ABINT, 2001)

b) Geogrelha

As geogrelhas possuem estrutura em forma de tela ou malha, com malha retangular ou quadrada e seu uso é predominantemente estrutural como reforço, e a abertura da malha permite a interação com o meio em que está confinado, sendo constituídas por elementos com grande resistência à tração. São obtidas em uma ou em duas direções planares perpendiculares, de uma placa sintética perfurada, cujas perfurações formam aberturas quase retangulares, que variam tipicamente de 1 a 10 cm.

São consideradas unidirecional, quando apresenta elevada resistência à tração apenas em uma direção, e bidirecional, quando apresenta elevada resistência à tração, nas duas direções principais (ortogonais). Quanto ao processo

de fabricação, as geogrelhas podem ser classificadas como extrudadas, soldadas ou tecidas (Vertematti, 2004).

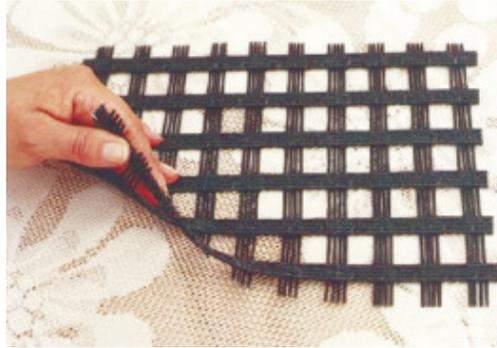


Figura 2.14 - Geogrelha flexível, utilizada para reforço de aterros/muros de contenção (CTG – ABINT, 2001)

Segundo Antunes (2008), as geogrelhas são utilizadas comumente em sistemas de pavimentos rodoviários em três situações: (a) em construções de pavimentos sobre solos moles; (b) melhoria ou aumento da vida útil de projeto do pavimento; (c) redução de deformações elásticas e plásticas para uma determinada vida útil.

Para a utilização em restauração de pavimentos flexíveis devem apresentar uma resistência à tração maior que 50 kN/m, para deformação menor que 12% (NBR 12824), resistência à fadiga maior que 90% de resistência retida após 100.000 ciclos de carregamento, a relação entre abertura da malha e diâmetro máximo do agregado deve ficar no intervalo de 2 a 10 e o ponto de amolecimento superior a 180°C (Kakuda, 2010).

As camadas granulares de base e sub-base são componentes essenciais para o desempenho de pavimentos flexíveis. Sua função principal é a de reduzir as tensões provocadas pelas cargas repetidas do tráfego e transmiti-las ao subleito de maneira a minimizar a ocorrência de ATR (Afundamento de Trilha de Roda). Além disso, as camadas granulares têm especial importância em pavimentos de baixo volume de tráfego onde a espessura do revestimento é pequena ou somente tratamento superficial é utilizado (Gonçalves, 1999).

O reforço da camada de base (camada granular) com a utilização de geossintético faz com que ocorra um aumento na capacidade estrutural da camada. É utilizado principalmente nos casos em que o subleito apresenta baixa capacidade de suporte e seja inviável a remoção e substituição do material, e

também quando o material granular para a base e revestimento é escasso ou fica longe do local da obra, permitindo a redução da espessura destas camadas.

Segundo Perkins (1999 *apud* Antunes, 2008), a função do reforço de base é desenvolvida pela interação entre as camadas de solo e de geossintético contida no interior ou na parte inferior da camada granular de base e basicamente, consiste em quatro mecanismos distintos. Conforme a Figura 2.15, o carregamento proveniente do veículo, aplicado na superfície do pavimento, gera tensões laterais na base logo abaixo do carregamento aplicado. Os movimentos laterais da base comprometem o desempenho e a durabilidade do pavimento.

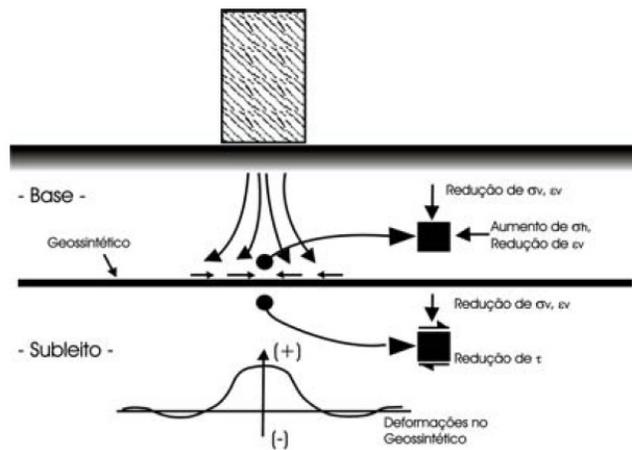


Figura 2.15 – Proposta de modelo de transferência de tensões de cisalhamento na interface base-geossintético. (Fonte: Perkins 1999 *apud* Antunes, 2008)

Antunes (2008) cita o desenvolvimento dos mecanismos gerados pela interação entre a camada granular de base e o geossintético que são:

- a) Mecanismo que corresponde à redução direta do espreadimento lateral da camada de base.

Uma “interação cisalhante” se desenvolve entre o agregado e a geogrelha com a tentativa da base se espalhar lateralmente. O carregamento cisalhante é transmitido do agregado de base para o geossintético, que é então tracionado. A rigidez relativamente alta da malha atua no retardamento do desenvolvimento de deformações laterais na base adjacente ao geossintético. Menores deformações laterais na base resultam em menores deformações verticais da superfície do pavimento (Figura 2.16)

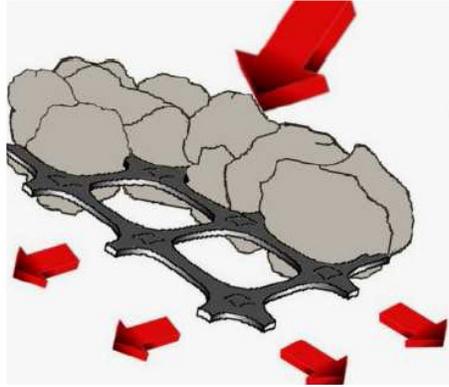


Figura 2.16 – Esquema da interação do reforço (geogrelha) com o material de base (Antunes, 2008).

b) Mecanismo do confinamento lateral

Este mecanismo gera um aumento na rigidez da camada de base quando há uma interação adequada entre a base e o geossintético devido à presença do reforço que proporciona um aumento no confinamento lateral, porque as tensões cisalhantes que se desenvolvem entre a camada de base e o geossintético proporcionam um aumento nas tensões laterais no interior da base.

c) Mecanismo de distribuição de tensões no subleito

A presença do geossintético na base da estrutura do pavimento pode também causar uma mudança no estado de tensões e deformações do subleito. A tensão vertical na base e no subleito, diretamente abaixo da área de aplicação de carregamento, diminui à medida que a rigidez da camada aumenta. As tensões verticais no subleito se tornarão mais amplamente distribuídas.

d) Mecanismo na redução da tensão cisalhante no subleito

Experimentos usando carregamento monotônico em camadas de base granular sobre subleito fraco mostraram que as tensões cisalhantes transmitidas da camada de base para o subleito decrescem à medida que a base solicita o reforço à tração. Menores tensões cisalhantes, junto com menores tensões verticais, resultam em um estado de carregamento consideravelmente menor, implicando em menores deformações verticais no subleito.

Um indicador que possibilita quantificar a melhoria do desempenho de um pavimento em que se utilizou de um geossintético é a taxa de benefício de tráfego, TBR (traffic benefit ratio), dado pela equação 2.15.

$$TBR = \frac{N_{geo}}{N} \quad \text{Equação 2.15}$$

Onde: N_{geo} : número de repetições do eixo padrão de 82 kN, que produz um determinado afundamento em trilha de roda (T_R) no pavimento com geossintético; e
 N : número de repetições do eixo padrão de 82 kN, que produz um determinado afundamento em trilha de roda (T_R) no pavimento sem geossintético (Manual Brasileiro de Geossintéticos (Vertematti, 2004).

Os indicadores de desempenho de pavimentos reforçados com geossintéticos, em sua grande maioria, são obtidos por meio de comparação de estruturas com e sem a utilização de geossintéticos. Essa comparação se dá por meio de parâmetros que são obtidos de ensaio de laboratório ou campo.

Zambrano (2007) afirma que o estudo do reforço de base de obras viárias pode ser dividido em duas vertentes: pavimentos com revestimento primário e pavimentos com revestimento asfáltico ou rígido (concreto). Os mecanismos de solicitação do reforço e os benefícios que este traz a essas estruturas são de certa forma, parecidos. A grande diferença entre pavimentos com revestimento primário e com capa asfáltica é a profundidade admissível para os afundamentos de trilhas de rodas (ATR). A capacidade de suporte do solo de subleito está diretamente ligada à ocorrência de ATR na superfície do pavimento, ou seja, a ATR depende da deformação ocorrida no subleito. Em rodovias com revestimento primário, ATR da ordem de dezenas de milímetros de profundidade não comprometem seriamente o seu uso. Entretanto, é necessário adotar um critério para estabelecer um estado limite de utilização do pavimento.

A Figura 2.17 mostra o efeito que produz a utilização dos geossintéticos em vias não pavimentadas.

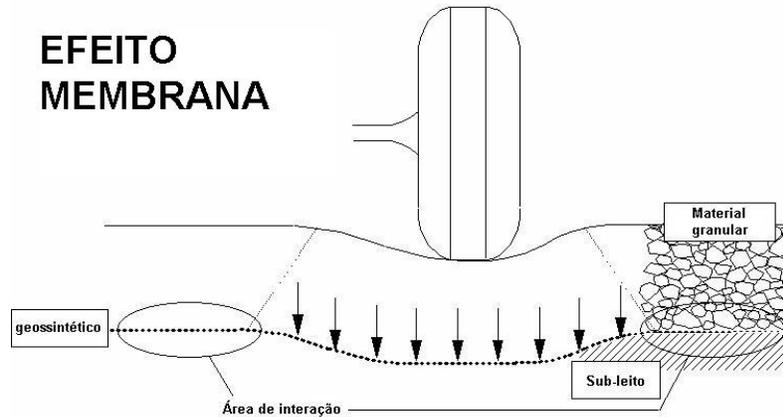


Figura 2.17 – Efeito que produz o geossintético numa via não pavimentada (ANAPRE, s/d).

Giroud e Han (2004 *apud* Zambrano, 2007) descrevem quatro mecanismos responsáveis pelo surgimento de deformações na superfície de rodovia sem revestimento:

- Sobre - compactação da camada de base e/ou do subleito devido às solicitações de tráfego;
- Ruptura por falta de capacidade de carga da camada de base ou subleito devido às tensões normais e cisalhantes induzidas pelo tráfego inicial;
- Ruptura por falta de capacidade de carga na base ou subleito após repetidas solicitações de tráfego resultante de deterioração progressiva do material, redução da espessura efetiva por contaminação dos finos do solo de subleito, redução da capacidade da base distribuir as solicitações de tráfego ao subleito, ou decréscimo na resistência do solo de subleito devido ao surgimento de pressões neutras durante a construção;
- Deslocamento lateral dos materiais da base e subleito devido à acumulação de incrementos de deformações plásticas induzidas por cada ciclo de carregamento.

Na Figura 2.18 pode-se observar algumas das aplicações dos geossintéticos utilizados como material de reforço em pavimentos segundo as referências de Huesker e <http://www.oempreiteiro.com.br>.



(a) Reforço de base de pavimentos



(b) Reforço de revestimentos asfálticos



(c) Restauração de pavimento

Figura 2.18 – Aplicação de geossintéticos como material de reforço em pavimentos.

2.6.1. Pesquisas desenvolvidas empregando geossintético como reforço de base

Pesquisas desenvolvidas no estrangeiro para avaliar o uso de geossintéticos em reforço de base aconteceram a partir da década de 1990. No Brasil, somente a partir do presente século foram desenvolvidos alguns trabalhos de investigação da utilização de geossintéticos com material de reforço para estruturas de pavimentos.

A variedade de situações encontradas em campo exigiu que se desenvolvessem equipamentos que simulem de maneira mais real o que acontece no campo, com o objetivo de minimizar o efeito escala (campo/laboratório) e obter resultados em curto tempo e menor custo. Isto passou a ser feito em modelos físicos, caixas ou tanques de teste, de tamanhos proporcionais às estruturas de pavimento comuns.

Kakuda (2010) apresenta um grande levantamento de equipamentos utilizados para a avaliação do desempenho de geossintéticos. No entanto, aqui serão citados apenas aqueles que apresentam características físicas similares ao usado no presente trabalho quanto a dimensões, forma de carregamento, frequência da aplicação de carga, entre outros aspectos.

Perkins *et al.* (1999) analisaram a estrutura de um pavimento composto de camada de base nas espessuras de 300 e 375 mm, subleito com espessuras de 1045 mm e 970 mm e a capa asfáltica de 75 mm. Essa estrutura de pavimento foi montada dentro de uma caixa quadrada de ferro de 2,0 m de largura e 1,5 m de profundidade. A aplicação do carregamento foi através de um atuador pneumático sobre uma placa circular de aço de 25 mm de espessura e 305 mm de diâmetro. Uma borracha de 4 mm de espessura foi usada entre a placa e a superfície de concreto asfáltico. Os solos utilizados como subleito foram: uma argila de CBR 1,5% e uma areia siltosa de CBR de 15%. Os materiais de reforço foram duas geogrelhas de polietileno, biaxial de polietileno de alta densidade e um geotêxtil tecido, todos usados na interface subleito-base. A Figura 2.19 apresenta uma vista em corte da estrutura avaliada.

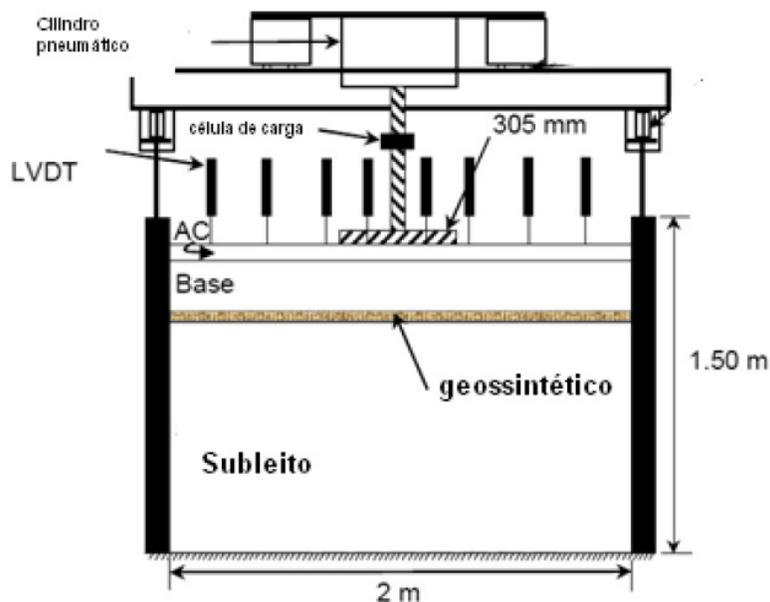


Figura 2.19– Diagrama esquemático de equipamento de ensaio (Perkins *et al.*, 1999)

De Merchant *et al.* (2002) utilizaram um agregado leve de argila expandida na estrutura constituída de uma cava escorada de 2,2 x 3,2 x 1,6 m de profundidade (Figura 2.20). A aplicação do carregamento foi através de um atuador hidráulico fixado a uma viga de reação que atuava sobre uma placa rígida circular de aço de 305 mm de diâmetro.

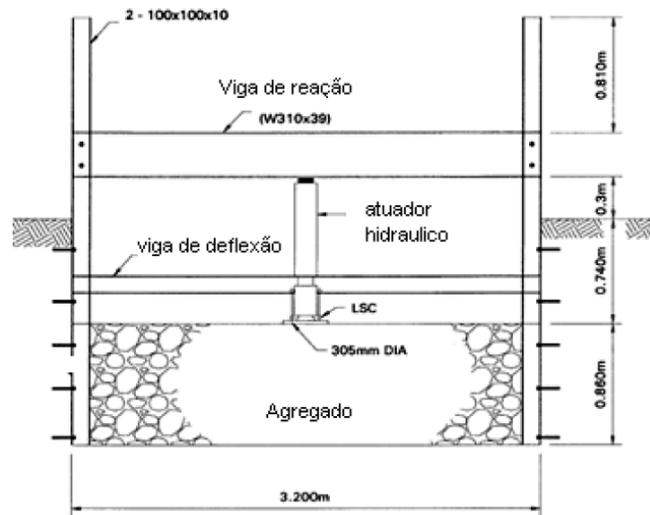


Figura 2.20– Equipamento de ensaio (Demerchant *et al.*, 2002)

Leng and Garb (2002) analisou a estrutura composta de camada de base granular (GW) nas espessuras de 152 e 254 mm, e um subleito com CBR entre 3 e 4%. Tudo foi construído em uma caixa de 1,5 m de comprimento x 1,5 m de largura e 1,35 m de profundidade. O carregamento de 40 kN foi aplicado através de um atuador hidráulico com uma frequência de 0,67 Hz que atuava sobre uma placa circular de aço de 305 mm de diâmetro. Os materiais de reforço foram duas geogrelhas biaxiais de polipropileno com as mesmas aberturas de malha e diferentes gramaturas e resistência à tração, de alta densidade, e um geotêxtil tecido na interface subleito-base. A Figura 2.21 apresenta uma vista em corte da estrutura avaliada.

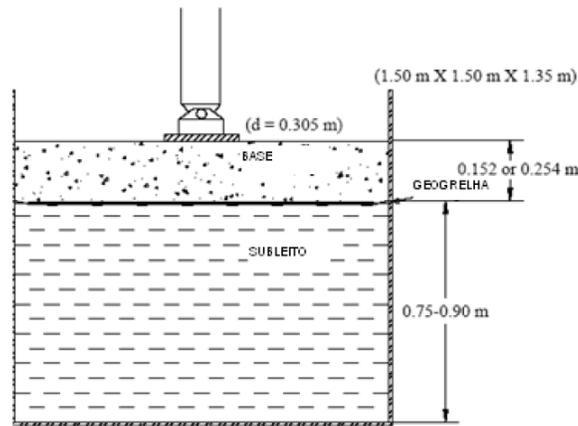


Figura 2.21– Diagrama esquemático de caixa de teste e configuração do carregamento (Leng e Garb, 2002).

Kim *et. al.* (2005) apresentaram um modelo experimental de grande escala, com uma estrutura de um pavimento composta de subleito (CBR 7%) e uma camada de 450 mm de espessura de poliestireno expandida (Figura 2.18). O carregamento cíclico tinha uma amplitude de 1,4 kN e frequência de 1 Hz (0,1s de atuação por 0,9 s de descanso), que atuava sobre uma placa rígida de 250 mm de diâmetro e 25 mm de espessura. Medidores de deslocamentos foram fixados no geossintéticos a 0, 130, 255 e 510 mm do centro de aplicação para a obtenção de deformações do material.

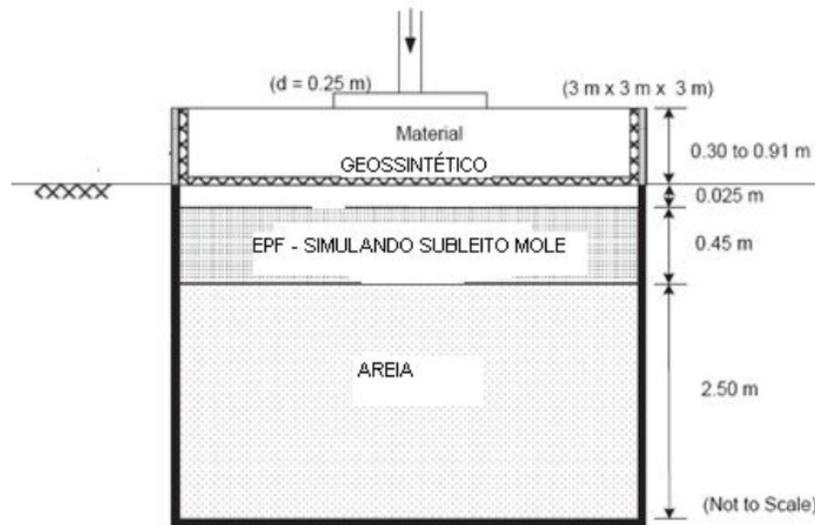


Figura 2.22– Vista em corte do LSME (Kim *et al.*, 2005)

Tingle & Jersey (2005) analisaram a estrutura composta de camada de base nas espessuras de 360 e 510 mm e o subleito com espessura de 810 mm. Essa estrutura foi montada dentro de uma caixa de aço de espessura de 25 mm com

dimensões de 1,83 m de comprimento por 1,83m de largura e 1,37 m de profundidade (Figura 2.23). A aplicação do carregamento de 40 kN foi feita empregando um atuador hidráulico com frequência de 1 Hz (0,1 s de atuação e 0,9 s de repouso) sobre uma placa circular de aço de 305 mm de diâmetro e 1” de espessura, apoiado sobre um neoprene de 6 mm. O solo do subleito era uma argila de CBR de 1% e o material da base era um agregado calcário. O material sintético de reforço foi colocado na interface subleito-base.

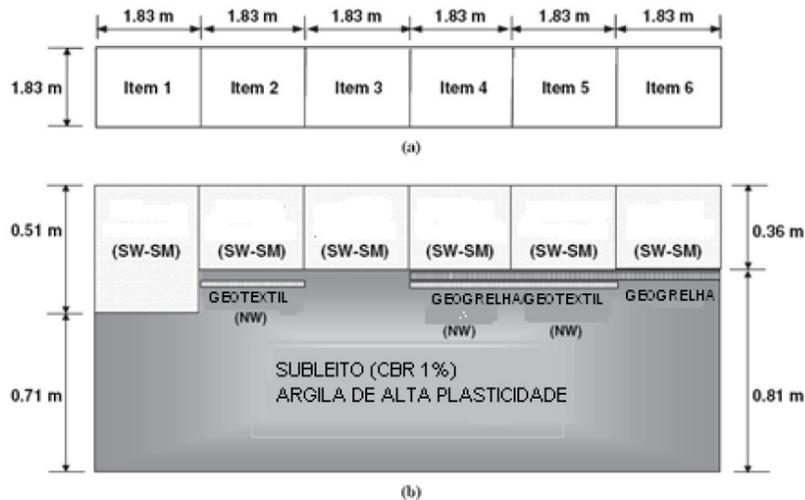


Figura 2.23– Teste de pavimento em laboratório (Tingle e Jersey, 2005)

O Manual Brasileiro de Geossintéticos cita pesquisas desenvolvidas com a inserção de um geossintético em experimentos de laboratório envolvendo a aplicação de carga estática (Klein *et al.*, 2003) e cíclica (Cancelli *et al.*, 1996; Hass *et al.*; 1988; Miura *et al.*, 1990), bem como em experimentos em verdadeira grandeza, construídos com equipamentos industriais (Anderson e Killeavy, 1989; Miura, 1990). Os resultados obtidos indicam que os pavimentos reforçados apresentaram vida útil de três a dez vezes maior em comparação com uma seção similar de pavimento não-reforçado. No caso de espessura da camada de base granular, os experimentos mostram uma redução de 20% a 50% graças aos geossintéticos.

Estudos desenvolvidos por Anderson e Killeavy (1989) e Cancelli *et al.* (1996) demonstraram que as geogrelhas são superiores aos geotêxteis quando empregadas como material de reforço de base.

Entre 1984 e 1992, o Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos (USACE), em Vicksburg, e as universidades do Alasca, de Waterloo e de Nottingham conduziram quatro grandes experimentos, cujo principal objetivo foi avaliar a eficiência de diferentes tipos de geogrelhas no reforço de camada de base de pavimentos (TENSAR CORPORATION, 1996). As espessuras da camada de base variaram de 15,0 a 30,0 cm e a capacidade de suporte do solo de fundação (CBR) variou de 1,0 até 8,0%. O desempenho das geogrelhas foi avaliado através da taxa de benefício de tráfego (TBR). Os experimentos permitiram chegar às seguintes conclusões:

- A TBR para os diferentes tipos de geogrelhas avaliados varia de 2 a 4, definida para afundamentos em trilhas de roda entre 2,5 e 3,0 cm;
- As geogrelhas com maior módulo secante conduzem a maiores valores de TBR;
- Quanto maior a capacidade de suporte do solo de fundação, menor a eficiência da geogrelha na redução do ATR e, portanto, menor a TBR;
- O melhor desempenho da estrutura ocorre com a geogrelha posicionada na profundidade entre 18,0 e 26,0 cm, pois trabalha bem sob tração.

Perkins *et al.* (2012) analisou o comportamento de afundamentos de trilha de roda em estruturas de estradas não pavimentadas em laboratório e em campo, utilizando o mesmo tipo de material (solos e geossintéticos) para ambos testes. O solo do subleito foi uma argila de baixa plasticidade CL e o material da base um agregado triturado e graduado proveniente de um depósito de terraço de Lewistown, Montana, os geossintéticos foram duas geogrelhas biaxiais de prolipopileno soldadas e um compósito de geogrelha/geotêxtil. O equipamento de ensaio utilizado em laboratório tratou-se de uma caixa de metálica de 1,80 x 1,80 x 1,50 m de profundidade, e, a estrutura do pavimento estava composta de um subleito de 120 cm e uma base de 20 cm. A carga aplicada através de um atuador pneumático com uma frequência 0,67 Hz foi de 600 kPa a qual foi transmitida ao pavimento através de uma placa de diâmetro de 300 mm. Os ensaios foram

realizados adotando-se como critério de parada deslocamento vertical permanente superficial de 100 mm. A estrutura de pavimento experimental em campo foi construída ao ar livre, nas instalações de pesquisa TRANSEND em Lewistown, Montana, com dimensões de 4,0 m de largura, 195 m de comprimento e 1 m de profundidade. O material graúdo da base foi colocado para uma espessura de 200 mm. O tráfego foi aplicado através de um caminhão basculante de eixo triplo totalmente carregado tendo uma pressão do pneu de 690 kPa. De acordo aos resultados decorrentes dos ensaios realizados em laboratório e em campo, eles concluíram que: os ensaios de campo mostraram uma taxa mais rápida de afundamento quando comparados com os afundamentos que se desenvolveram nos três primeiros ensaios de laboratório. Esta diferença no desempenho dos afundamentos dos ensaios dos dois conjuntos de seções testes (laboratório e campo) foi atribuída às pequenas alterações nas propriedades construídas, nas técnicas de construção e o método de carregamento.

No Brasil foram desenvolvidas pesquisas similares às mencionadas anteriormente, entre elas podem ser citadas:

Antunes (2008) analisou a estrutura composta de uma camada de base com espessura de 20 cm, e o subleito com espessura de 50 cm, sem revestimento. Tudo foi compactado em uma caixa metálica de 1,60 de comprimento x 1,60 de largura e 1,20 m de profundidade. A aplicação do carregamento foi através de um sistema hidráulico com uma frequência de aplicação igual a 1 Hz que atuava sobre uma placa circular de aço de 30 cm de diâmetro. O solo do subleito tratava-se de uma areia siltosa de CBR de 18% e a base foi composta de uma brita corrida de CBR de 90%. O material de reforço foi uma geogrelha e um geossintético colocados na interface subleito-base. A Figura 2.24 apresenta uma vista em corte da estrutura analisada.

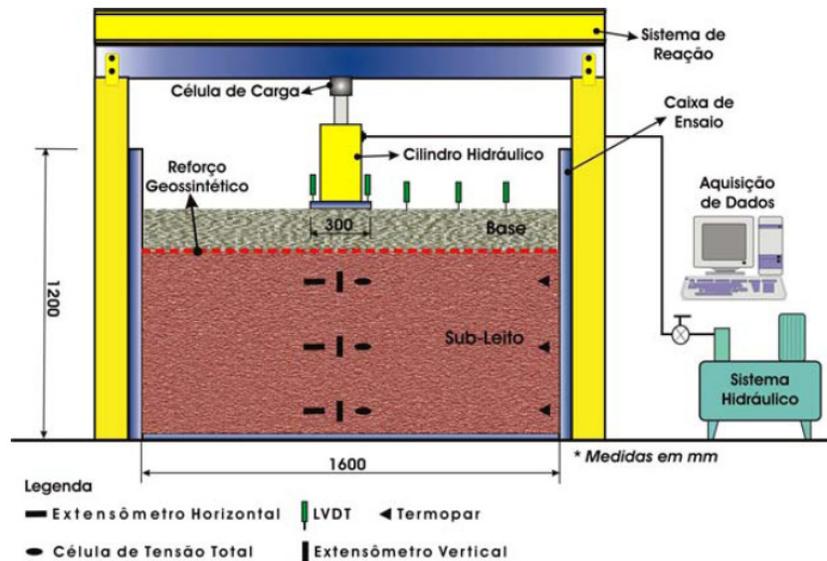


Figura 2.24– Esquema geral do equipamento de carregamento cíclico de grande escala (Antunes, 2008).

Silva (2009) desenvolveu um modelo físico de pavimentos onde estudou o comportamento mecânico face à variação do lençol freático (não utilizou geossintéticos). O modelo físico foi construído na forma de tanque de concreto, com dimensões de 2,0 m (comprimento) x 2,0 m (largura) x 1,80 m (profundidade). A estrutura analisada era composta de 1,0 m de subleito (solo com CBR de 12%), 0,20 m de sub - base (solo com CBR de 39%) e de 0,20 m de base (brita graduada com CBR de 107%). Foram analisadas as estruturas sem revestimento e com dois tipos de revestimento (concreto asfáltico e peças pré-moldadas de concreto). A aplicação da carga é realizada por um cilindro pneumático com frequência de 1 Hz (0,1s de atuação por 0,9 de descanso), atuando sobre uma placa de 15,2 cm de diâmetro. A instrumentação utilizada se refere a células de carga, LVDTs, assim como instrumentação que permitiu o controle da variação do lençol freático (instrumentos de medição de umidade e de sucção). Neste modelo físico é que foi realizado o experimento da presente pesquisa.

Kakuda (2010) desenvolveu um equipamento onde analisou a estrutura composta de uma camada de base com espessura de 20 cm e o subleito com espessura de 50 cm, sem revestimento. Tudo foi compactado em uma caixa metálica de 1,50 m de comprimento x 1,50 m de largura e 1,20 m de altura. A aplicação do carregamento foi através de um cilindro pneumático com uma

frequência de aplicação igual a 1 Hz com valores de 40 kN e 20 kN que atuava sobre placas rígidas circulares de 300 mm e 216 mm de diâmetro, respectivamente. O solo do subleito, segundo a classificação MCT, foi definido como solo de comportamento não laterítico NS' com CBR de 8% e um módulo de resiliência de 20 MPa. A base era composta de uma mistura solo (30%) + brita (70%), definido como de comportamento laterítico LA' de CBR de 190%. O material de reforço foi uma geogrelha colocada na interface subleito-base e no centro da camada de base. A Figura 2.25 mostra o a estrutura do equipamento utilizado.



Figura 2.25 – Caixa de ensaios utilizada por Kakuda, 2010.

Góngora (2011) utilizou um tanque cilíndrico metálico rígido com diâmetro interno de 0,75 m e altura de 0,53 m, onde analisou o comportamento de uma estrutura de pavimento composta de uma camada de base (aterro) com espessura de 23 cm, e o subleito com espessura de 30 cm, sem revestimento. A aplicação do carregamento foi através de um sistema hidráulico com uma frequência de aplicação igual a 1 Hz que atuava sobre uma placa circular de aço de 20 cm de diâmetro. O solo do subleito tratava-se de um solo fino denominada “argila porosa de Brasília” de CBR de 4,23% e os materiais do aterro (base) foram dois: resíduo de construção e demolição reciclados (RCD-R) e uma brita. Os materiais de reforço foram três tipos de geogrelha diferenciadas pela abertura da malha colocadas na interface subleito-base. A instrumentação estava constituída de

células de carga e células de tensões totais de medidores de deslocamento linear. A Figura 2.26 apresenta uma vista em corte da estrutura analisada.

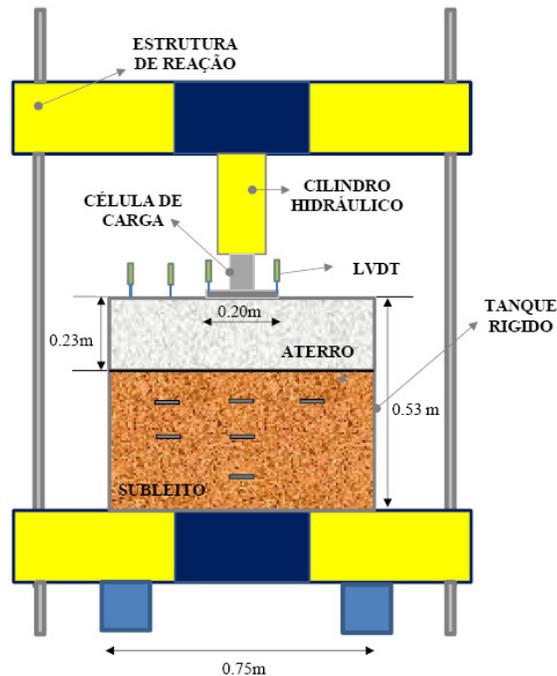


Figura 2.26– Esquema geral do equipamento de grande escala (Góngora, 2011).

Carmo, D'Ávila e Ruiz (2012) apresentaram um trabalho de campo, onde se utilizou a geogrelha tipo Fornit J600, como material de reforço num trecho de pavimento de 850 metros, localizado na região metropolitana de Vitória na cidade de Viana no estado do Espírito Santo. A estrutura do pavimento existente nesse trecho estava constituída de uma camada superficial de mistura escória bruta com argila variando de 0,00 a 0,25 m com CBR na ordem de 15%. Esta apoiava-se sobre uma camada de argila não compactada com espessura variável de 0,85 m e CBR igual a 7%. Foi também identificada abaixo da camada de argila (aterro) uma espessa camada de argila orgânica altamente compressível, com umidade natural de 80%. Nesta estrutura descrita foi realizado um levantamento deflectométrico com a Viga Benkelman encontrando-se uma deflexão máxima de 2,5 mm na estaca 570+10 do trecho avaliado. Com as espessuras da sondagem e levantamento defletométrico, foi calculado o módulo de resiliência das camadas existentes através da retroanálise com o auxílio do programa ELSYM5. Realizando o dimensionamento de um novo pavimento a ser construído sobre esta estrutura existente, pelo método da AASHTO, definiu-se que a estrutura do

pavimento existente fosse incrementada com uma camada de base de brita graduada simples de 30 cm de espessura com a inserção de uma geogrelha na base desta camada, e uma camada de CBUQ de 5 cm de espessura. Após 28 meses da conclusão da obra foi realizada a avaliação estrutural do novo pavimento registrando-se uma deflexão máxima 0,9 mm. Também foi analisada a condição da estrutura reforçada através da retroanálise para se estimar o novo valor de módulo de resiliência da camada de base, verificando-se que a geogrelha promoveu um acréscimo de 2,25 vezes na rigidez do módulo da brita graduada.

De forma geral, segundo as pesquisas citadas, independentemente do tipo de geossintético e da sua posição, pôde-se observar que a inclusão do material de reforço melhorou o desempenho da estrutura do pavimento analisada, em maior ou menor grau.

2.6.2.

Efeitos da geogrelha dentro da estrutura de pavimentos flexíveis

A seguir serão ressaltadas algumas das principais conclusões dos trabalhos realizados para quantificar os efeitos da presença de geogrelhas como camada de reforço de base-subleito, de forma resumida.

Os aspectos agrupados dizem respeito a: espessura da camada granular, posicionamento do geossintético, capacidade de carga do subleito, tipo e características mecânicas do produto.

- **Espessura da camada granular reforçada**

Quanto mais delgada é a camada granular da base, a efetividade da geogrelha é maior. Kakuda (2010) cita vários pesquisadores que concluíram que quando as espessuras das camadas são pequenas, a geogrelha deve ser instalada na interface subleito-base e para pavimentos de bases espessas deve ser colocada próximo ao meio da camada de base.

- **Posicionamento do geossintético**

Segundo Zambrano (2007), no reforço de base de pavimentos, o geossintético pode ser posicionado tanto à meia altura da camada de base, quanto

na interface desta com o subleito. No primeiro caso, são utilizadas geogrelhas, e no segundo pode-se utilizar tanto geogrelhas quanto geotêxteis. Geogrelhas são mais efetivas como reforço em relação aos geotêxteis pela interação que ocorre entre o geossintético-solo e o contato solo-solo existente na abertura de malha.

Zambrano (2007) cita diversos pesquisadores que determinaram os efeitos da inclusão do reforço na estrutura do pavimento. Eles afirmam que os mecanismos de reforço quando o geossintético é posicionado na interface base-subleito são a prevenção de cisalhamento local no subleito, maior distribuição de cargas, redução ou reorientação de tensões cisalhantes na interface base-subleito e efeito membrana. O segundo mecanismo de reforço, a distribuição de cargas, se dá pela melhor distribuição do carregamento que chega ao subleito. Isto se traduz pelo ângulo de espraçamento que é maior para estruturas reforçadas em comparação com similares não reforçadas. Portanto, a máxima tensão normal atuante no subleito é reduzida.

Giroud e Han (2004 *apud* Zambrano, 2007) mencionam os benefícios da utilização de geogrelhas inseridas no interior da camada de base:

- Prevenção do movimento lateral do solo da camada de base, reduzindo ATR na superfície do pavimento;
- Aumento da rigidez do material da camada de base, reduzindo suas deformações verticais e aumentando a concentração das tensões, reduzindo a tensão vertical máxima no subleito;
- Redução das tensões cisalhantes transmitidas da base para o subleito, aumentando a capacidade de carga deste.

Para pavimentos com revestimento primário, a utilização de geogrelhas no interior da camada de base granular tem as seguintes funções:

- Prevenir o surgimento de rupturas por cisalhamento na base;
- Prevenir o surgimento de fissuras na porção inferior da camada de base, minimizando a contaminação desta pelos finos do solo de subleito à medida que a camada granular deforma com o carregamento; e
- Prevenção da perda de agregados da base para dentro do subleito.

Koerner (1994 *apud* Antunes, 2008) relata a realização de uma série de ensaios triaxiais com o intuito de ilustrar os efeitos benéficos sobre a resistência

ao cisalhamento de um solo quando o reforço é apropriadamente posicionado. A Figura 2.27 mostra resultados de ensaios triaxiais em areia densa com pressões de confinamento de 20 kPa e 210 kPa e diferentes configurações.

Observando as curvas 1 (amostra sem reforço) e 2 (geossintético colocado no topo e na base da amostra) pode-se verificar que não houve incremento de resistência para o caso reforçado, pois sabe-se que as regiões testadas são zonas mortas em ensaios triaxiais convencionais, mostrando que se o reforço é posicionado erroneamente não haverá efeitos benéficos.

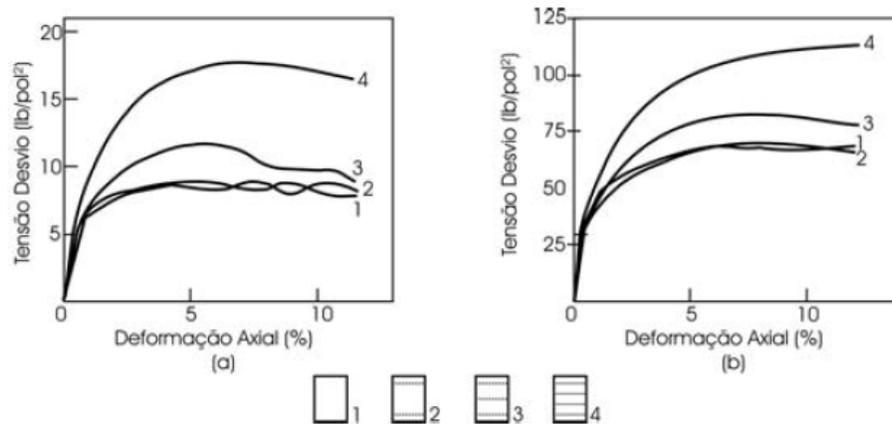


Figura 2.27 – Resultados de ensaios triaxiais mostrando a influência da posição do geotêxtil: a) 21kPa; b) 210kPa (Koerner 1994 *apud* Antunes, 2008).

Beretta *et al.* (1994 *apud* Antunes, 2008) investigaram a influência da presença de camadas de geogrelha colocadas na interface subleito / base e na parte central da camada de base. O que se verificou foi um desempenho bem superior do conjunto quando o reforço esteve posicionado na interface entre as duas camadas, sendo a vida útil dos pavimentos ensaiados aumentada em 30%.

Considerando os resultados obtidos em pesquisas nacionais e internacionais sobre o posicionamento da geogrelha na interface subleito - base, os quais significaram a melhoria da resistência do solo submetido a diferentes condições de carregamento e umidade, optou-se em manter a posição da geogrelha nessa interface para o presente trabalho. É importante também mencionar que a correta fixação do material de reforço no interior da estrutura do pavimento contribuirá ao efeito positivo de melhoramento do comportamento estrutural do pavimento.

▪ Capacidade de suporte do subleito

O valor da capacidade de suporte do solo do subleito vai determinar a influência da utilização do reforço com geossintéticos: à medida que o valor do CBR aumenta, a taxa de benefício diminui. A bibliografia existente menciona que a efetividade do uso de material de reforço será mais bem refletida quando o solo do subleito apresenta um valor de $CBR \leq 3\%$.

Perkins *et al.* (1999 *apud* Kakuda, 2010) mostraram que a utilização de geossintético proporcionou um significativo aumento no desempenho do pavimento, quanto às deformações permanentes na superfície, sendo mais efetivo quando se utilizou um subleito de argila de CBR 1,5% ao invés de um subleito de areia siltosa de CBR 15%.

As respostas de um pavimento flexível quando submetidos às cargas do tráfego (tensões, deformações e deslocamentos) são significativamente influenciadas pelo subleito. Uma porcentagem elevada da deflexão que ocorre na superfície é devido ao subleito no caso deste ser muito deformável. Se a deflexão na superfície for um critério de projeto, a necessidade de uma caracterização adequada do subleito torna-se óbvia. Uma caracterização adequada do subleito requer que sejam efetuadas considerações acerca da variação das propriedades do solo do subleito ao longo do pavimento (variabilidade longitudinal) e ao longo do tempo (efeito da sazonalidade e da variação climática).

▪ Tipo e características mecânicas do geossintético

Os resultados de trabalhos em que foram utilizados geossintéticos no reforço de base de uma estrutura de pavimento flexível, mostram melhoria no desempenho do pavimento. As geogrelhas, na maioria das pesquisas, têm aumentado o TBR do pavimento, sendo que o módulo de rigidez do material tem uma parcela considerável nesse ganho.

A grande diversidade de geogrelhas no mercado permite comparar qual geogrelha apresenta melhor desempenho, e algumas pesquisas foram desenvolvidas no sentido de averiguar essa variável. Webster (1992) investigou o emprego de geogrelha como reforço da base, avaliando seis tipos de geogrelhas, duas de polipropileno, uma biaxial de polipropileno e três de poliéster tecido, através de ensaios de campo, com a carga de 130 kN aplicada por uma roda, e pode verificar que o melhor desempenho foi obtido pelo pavimento composto pela

geogrelha biaxial de prolípropileno quando apresenta elevada resistência à tração, nos dois eixos principais (ortogonais).

Wrigley *et al.* (2012), com o objetivo de determinar a quantidade de danos de instalação transmitida em cada tipo de geogrelhas testadas sob várias condições de esforço de compactação e materiais de preenchimento, avaliaram a resistência ao dano na instalação no pavimento de geogrelhas com abertura triangular e retangular. Foram construídos compartimentos de ensaio previamente nivelados e compactados onde foram instaladas as amostras de geogrelhas dispostas em materiais típicos de rodovias e com as condições encontradas na construção de estradas. Após a compactação as amostras testadas foram cuidadosamente desenterradas manualmente para logo serem avaliadas visualmente e algumas submetidas a ensaio de tração. O resultado foi que as geogrelhas de abertura triangular são mais susceptíveis aos danos de instalação, apresentando maiores danos visuais (cortes nas nervuras e fraturas nos nodos) e, portanto sua resistência foi reduzida após o ensaio.

2.7.

O fenômeno da capilaridade em pavimentos

Uma das principais constatações resultantes de vários estudos de campo apresentadas e analisadas em Medina (1997) é a de que a umidade de equilíbrio dos pavimentos de rodovias bem projetadas e construídas com dispositivos de drenagem (superficial e profunda) eficientes pode ser considerada igual, no máximo, ao teor de umidade do ensaio Proctor normal de compactação. O mesmo ocorre na maioria das camadas de base e de sub-base. As exceções ocorrem em situações de drenagem precária (Motta e Medina, 2006).

Assim, pode ocorrer que, durante ou após a construção de pavimentos rodoviários, a água existente própria do lençol freático pode subir por capilaridade e tende a comprometer a durabilidade de pavimentos, desde que o lençol esteja muito próximo ao topo do subleito. A capilaridade é a capacidade que um líquido possui de subir por tubos bem finos (capilares) – finos como fios de cabelo, e quanto mais finos os tubos e mais viscoso o líquido, mais rápido ele subirá.

Os fenômenos capilares estão diretamente associados à tensão superficial que atua em toda a superfície de um líquido como decorrência da ação da energia superficial livre.

Segundo Pinto (2006), a altura de ascensão capilar em um tubo de raio r pode ser calculada igualando o peso da água no tubo acima do nível da água com a resultante da tensão superficial responsável pelo equilíbrio (tensão superficial da água a 20°C é 0,073 Nm/m²). A equação 2.16, proveniente dos estudos de Laplace, é utilizada para obter essa altura.

$$h_{c\text{máx}} = \frac{2.T}{r.\gamma_w} \quad \text{Equação 2.16}$$

Onde:

T = tensão superficial da água;

r = raio do tubo capilar;

γ_w = peso específico da água;

De acordo com a equação 2.16 conclui-se que a altura de ascensão capilar é inversamente proporcional ao raio do tubo. Como exemplo: quando o $r = 0,1\text{mm}$, h_c vale 30,0 cm, para $r = 0,01\text{mm}$, o valor de h_c é de 3,0 metros.

Os vazios no solo fino são muito pequenos, comparáveis aos tubos capilares, embora muito irregulares e interconectados. Ainda, alguns estão cheios de ar, que poderiam atrapalhar a movimentação d'água por capilaridade (Manilla *et al.*, 2002)

Quando um solo seco é colocado em contato com água livre, esta sobe por capilaridade até uma altura que é função do diâmetro dos vazios, este relacionado com o diâmetro das partículas. Como bolhas de ar ficam oclusas, o solo mantém parcial e decrescente saturação até a altura máxima de ascensão capilar.

Segundo Pinto (2006), a ascensão máxima é variável com o tipo de solo: para pedregulhos é de pouco centímetros, de 1 a 2 metros para areias, e de 3 a 4 metros para os siltes e dezenas de metros para argilas.

Marinho (2005 *apud* Silva, 2009) comenta que, em relação à presença da água nos materiais porosos, solos com materiais mais ávidos por água e com menor índice de vazios permitirão uma ascensão capilar maior. O fenômeno da ascensão capilar que depende da natureza e da distribuição dos grãos do material, em muitos casos atinge dezenas de metros.

Fernandes (2007 *apud* Silva, 2009) estabelece uma tabela onde são mostradas as respectivas alturas capilares médias atingidas para os materiais de uso comum em obras de terra de maneira geral.

Tabela 2.2 – Alturas capilares e materiais comumente empregados em obras de terra (Fernandes, 2007)

Tipo de solo	Tamanho de grão (cm)	Altura capilar (cm)
Cascalho fino	1,0	5,0
Areia Grossa	0,1	20,0
Areia Fina	0,01	100,0
Silte	0,001	180,0
Argila	0,0001	200,0

Se o terreno de fundação de um pavimento é constituído por um solo siltoso e o nível freático está pouco profundo, para evitar a ascensão capilar da água é necessário substituir o material siltoso por outro com menor potencial de capilaridade.

Na presente pesquisa foi testada a condição de ascensão de água por capilaridade no subleito do experimento para simular uma possível situação de saturação ou perda de capacidade de suporte por aumento excessivo da umidade do solo. É sabido que a umidade influi na deformabilidade dos solos, aumentando-a, e em consequência na distribuição de tensões no pavimento, o que compromete o comportamento mecânico esperado em termos de fadiga e de afundamento de trilha de roda. Os módulos de resiliência dos materiais considerados para esta pesquisa são afetados pela condição de sucção e umidade e, portanto, neste experimento serão medidos estes fatores como forma de comprovar esta influência. Na forma tradicional de dimensionamento e seleção dos materiais, o índice de suporte Califórnia é o parâmetro típico usado, determinado sempre após quatro dias de embebição em água. Por ser muito conhecido do meio técnico, este último sempre é citado nas pesquisas de efeito do uso dos geossintéticos como reforço de base bem como outras possíveis situações de mudança da condição de umidade do subleito após compactação na umidade ótima.