

MODELOS TENSÃO-DEFORMAÇÃO E PARÂMETROS DE SOLOS TROPICAIS DE SUBLEITO DO DISTRITO FEDERAL

Gisandra Faria de Paula¹, Paulo Costa Fernandes², Rafael Cerqueira Silva³

^{1, 2} Departamento de Estradas de Rodagem do Distrito Federal (DER/DF), Brasília, DF, Brasil. gisandrafp@gmail.com

³ Universidade de Brasília (UnB), Programa de Pós-graduação em Geotecnia (PPGG), Brasília, DF, Brasil.

Sumário

No artigo apresenta-se a avaliação do comportamento de dois solos tropicais de subleito rodoviário, do Distrito Federal, no Brasil, considerando uma abordagem mecanística-empírica e ensaios laboratoriais para definição das características físicas, mecânicas e de deformabilidade. Em função do estado de tensões aplicado durante os ensaios de cargas repetidas, verificaram-se os modelos matemáticos e parâmetros experimentais de módulo de resiliência e deformação permanente. Os resultados contribuem para fundamentar pesquisas e projetos de pavimentação do DER/DF e de rodovias de outras localidades brasileiras, com subleitos similares. Ademais, os dados contribuem para aprimoramento da Função de Transferência do Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa).

Palavras-chave: módulo de resiliência; deformação permanente; MeDiNa.

1 INTRODUÇÃO

A concepção mecânica da estrutura de um pavimento pode ser definida como um sistema de camadas elásticas, de espessuras finitas, construídas por materiais distintos com o intuito de distribuir as tensões e deformações oriundas do tráfego através destas camadas. O tráfego representa as cargas dinâmicas e cíclicas de diferentes intensidades, magnitudes e frequências ao longo da vida útil do pavimento, fazendo com que cada material constituinte da estrutura seja dimensionado de forma a suportar adequadamente tais esforços.

Uma estrutura de pavimento flexível submetida às solicitações cíclicas do tráfego e condições ambientais apresenta respostas mecânicas que provocam deslocamentos, deformações resilientes (elásticas) e permanentes (plásticas), os quais devem ser considerados no dimensionamento. Estas deformações configuram os mecanismos de ruptura do pavimento, caracterizados pelas trincas devidas à fadiga na camada resistente à tração e o desenvolvimento de deformações verticais permanentes. Tais considerações constituem a base da mecânica dos pavimentos.

No Brasil, o dimensionamento de pavimentos flexíveis está passando por significativas mudanças em sua metodologia e conhecimentos científicos sobre o tema. Em julho/2021, o Departamento Nacional de Infraestruturas de Transportes (DNIT), autarquia federal responsável pela gestão das rodovias federais brasileiras, lançou o Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa), contemplando a mecânica dos pavimentos na elaboração de novos projetos [1].

O MeDiNa ao considerar as tensões e deformações induzidas pelo tráfego ao longo das camadas no comportamento mecânico dos materiais utilizados no pavimento possibilita o entendimento das propriedades mecânicas e a forma como os materiais respondem aos carregamentos dinâmicos ocasionados pela passagem de veículos de carga. Desde que devidamente ajustada a relação entre os ensaios e desempenho do pavimento, tem-se maior representatividade da condição *in situ*, viabilizando uma projeção mais acurada da vida útil da estrutura. O acúmulo e tratamento dos dados de ensaios e monitoramentos servem de base para aprimoramento da Função de Transferência do MeDiNa que objetiva a calibração entre campo e laboratório (modelos de desempenho da estrutura), ponto do empirismo do método [2].

O subleito considerado a fundação da estrutura de pavimento recebe uma parte das tensões ocasionadas pela incidência cíclica de cargas veiculares, devendo apresentar características e comportamento compatíveis com estas

solicitações, especialmente em relação à deformabilidade plástica e à resistência do solo. Assim, os estudos do Módulo de Resiliência (MR), módulo elástico obtido com carregamento dinâmico, e da Deformação Permanente (δ_p), cujo somatório acumulado nas camadas favorece significativamente o defeito do afundamento de trilha de roda, tornam-se bastante relevantes para o conhecimento do comportamento desta camada no dimensionamento de um pavimento.

Diante deste contexto, tem-se pesquisado os comportamentos de dois solos tropicais de subleito rodoviário, do Distrito Federal, no Brasil, sendo um solo com comportamento laterítico argiloso (SL-1) e o outro não laterítico arenoso (SL-2). No estudo para uma abordagem mecanística-empírica foram realizados ensaios triaxiais de cargas repetidas, para a obtenção dos parâmetros de deformabilidade destes materiais (elástica e plástica), bem como a obtenção das características físicas destes solos.

2 MATERIAIS E ENSAIOS

2.1 Materiais

Os solos analisados contemplam o subleito de uma rodovia distrital não pavimentada (DF-440), sob a jurisdição do Departamento de Estradas de Rodagem do Distrito Federal (DER/DF), localizados nas coordenadas: solo SL-1 de latitude $15^{\circ}41'35.47''S$ e longitude $47^{\circ}49'31.37''O$, do tipo Latossolo Vermelho e solo SL-2, $15^{\circ}43'09.03''S$ e longitude $47^{\circ}47'13.59''O$, de classificação Latossolo Vermelho-Amarelo, de acordo com a Figura 1. Estes solos originam-se de um alto grau de intemperismo e lixiviação, formando uma estrutura bastante porosa, metaestável, com alto índice de vazios e, conseqüentemente, baixo peso específico, formados a partir de rochas metamórficas, como ardósias, metarrilitos e quartzitos [3]. São solos de coloração avermelhada, muito profundos, bem drenados, distróficos, ácidos e com teores de argila variando entre 15% e 80%. Ocorrem em áreas de topografia plana a suave ondulada. A distância entre os dois solos é de aproximadamente 6,0 km.

O processo pedológico de intemperização de solos saprolíticos de diferentes origens ou de colúvios antigos atuou intensamente nas condições do ambiente tropical úmido predominante no Brasil, num processo de ferralitização que abrange cerca de 70% do território brasileiro [4]. Predominam as cores: vermelha (óxido de ferro) e amarela (óxido de alumínio). Nesta ampla categoria enquadram-se as areias finas lateríticas e os solos argilosos vermelhos lateríticos. Segundo os autores, a grande presença deste tipo de solo no país é responsável por excelentes subleitos com baixa deformabilidade elástica e plástica, o que, aliado ao balanço hídrico favorável, faz com que não sejam comuns afundamentos de trilha de roda como causa de ruptura nos pavimentos brasileiros.

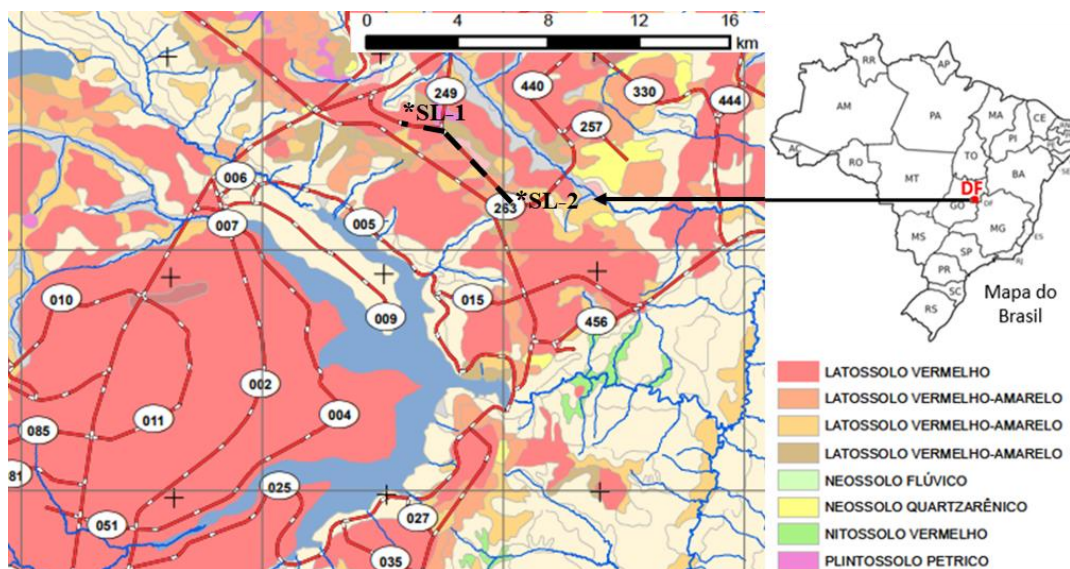


Figura 1. Localização da rodovia distrital DF-440 e dos pontos de amostragem no mapa pedológico do Distrito Federal [5].

2.2 Ensaios Convencionais de Caracterização Física

Em laboratório, os solos foram submetidos aos procedimentos de preparo, conforme a norma [6]. Na etapa seguinte, realizaram-se os ensaios de caracterização física, como análise granulométrica [7], massa específica [8], os limites de liquidez [9] e plasticidade [10], além dos ensaios mecânicos convencionais, tais como os ensaios de compactação [11], Índice de Suporte Califórnia (ISC) e expansão [12], na energia normal, sendo os resultados dispostos no quadro 1.

Quadro 1. Parâmetros de caracterização física.

Parâmetro	SL-1	SL-2
% Pedregulho	0	0
% Areia grossa	1	1
% Areia média	11	59
% Areia fina	4	29
% Silte	55	16
% Argila	29	10
Limite de liquidez (w_L - %)	41	NL
Limite de plasticidade (w_P - %)	30	NP
Índice de plasticidade (IP - %)	11	NP
Classificação TRB ¹	A-7-5	A-2-4
Densidade máxima (g/cm^3)	1,505	1,750
Umidade ótima (w_{ot} - %)	24,20	13,30
Índice suporte (ISC - %)	15	24
Expansão (%)	0,06	0,00

¹ Transportation Research Board

2.3 Classificação MCT

Como nos casos de solos lateríticos as classificações tradicionais de solos (TRB ou USCS) não se aplicam, foi desenvolvida por [13] uma nova classificação brasileira de solos tropicais para finalidades geotécnicas ligadas à pavimentação denominada MCT (miniatura compactado tropical). Esta classificação aplica-se a solos integralmente passantes na peneira de abertura e tem sido muito eficiente para escolha de solos até para base de pavimentos de baixo e médio volume de tráfego [4].

A metodologia MCT possibilita a identificação dos solos tropicais brasileiros, separando-os em sete classes: três com comportamento laterítico (L) e quatro com comportamento não laterítico (N). Os solos com comportamento laterítico geralmente apresentam bom desempenho em obras viárias e são avaliados por meio de suas propriedades mecânicas e hidráulicas ao longo e após a compactação, possibilitando considerá-los o mais próximo possível da sua utilização em campo, ou seja, compactados. Cabe lembrar que as classificações de um modo geral, e esta não foge à regra, servem a um enquadramento preliminar do solo quanto ao seu potencial uso.

A sistemática MCT baseia-se em coeficientes obtidos a partir de ensaios em corpo de prova de dimensões reduzidas ($\varnothing 5\text{cm} \times 10\text{cm}$) e foi realizada segundo as normas [14] e [15]. Os resultados encontram-se no quadro 2, sendo o solo SL-1 classificado, no ábaco MCT, com comportamento laterítico argiloso e o solo SL-2 não laterítico arenoso.

Quadro 2. Parâmetros da Metodologia MCT.

Parâmetro	c'	d'	e'	Pi (%)
SL-1: LG'	1,80	126,44	0,54	0
SL-2: NA'	0,85	24,56	1,25	115

Em relação aos parâmetros de classificação, cabe destacar:

- c' : expressa os aspectos granulométricos e o seu comportamento na compactação do solo;
- d' : relaciona-se com o ramo seco da curva de compactação e busca demonstrar uma relação com o tamanho dos grãos do solo, bem como, juntamente com o parâmetro Pi, fornecer um indicativo do comportamento laterítico do solo;
- e' : aponta o caráter laterítico do solo, do ponto de vista geotécnico;

- Pi: expressa relação com muitas propriedades do solo, entre elas, a resistência, a expansão e a contração.

A metodologia MCT, portanto, analisa efetivamente as potencialidades genéticas dos solos tropicais, em particular os solos lateríticos brasileiros, sendo primordial sua consideração em estudos geotécnicos, principalmente, aqueles ligados à pavimentação.

O MeDiNa, ao considerar as propriedades mecânicas e de deformabilidade dos materiais em suas análises, e não mais o ISC (ou *CBR – California Bearing Ratio*), corrobora para a importância do conhecimento do material utilizado, ou seja, sua classificação, características e comportamento, entre eles, a metodologia MCT.

2.4 Ensaio de Módulo de Resiliência (MR)

Foi avaliado o comportamento resiliente dos solos SL-1 e SL-2 para a compreensão da resposta elástica resultante de uma carga vertical aplicada (tensão desvio σ_d), na frequência de 1 Hz que corresponde ao pulso de carga de 0,1 segundo seguido de um tempo de repouso de 0,9 segundo (ou 60 ciclos por minuto), simulando-se, desta forma, a passagem de um veículo pela estrutura do pavimento. Os valores de MR para ambos os solos foram obtidos por meio de ensaio triaxial de carga repetida, conforme a norma [16].

Como se tratam de solos de subleito de rodovia, para a fase de condicionamento, utilizou-se apenas o primeiro par de tensões confinante e desvio ($\sigma_3 = 70$ kPa e $\sigma_d = 70$ kPa). Para determinação do módulo de resiliência, foi utilizada a sequência de tensões, correspondente à 12 pares de tensão (4 tensões confinantes σ_3 , cada uma combinada com 3 tensões desvio σ_d). Os resultados são expressos por relações matemáticas (modelos de comportamento elástico não linear) entre o Módulo de Resiliência e as tensões aplicadas, obtidos por regressão não linear. O *software* para realização dos cálculos e determinação do modelo que representou mais satisfatoriamente cada solo ensaiado foi o *Statistica*, observando-se o melhor enquadramento por meio do coeficiente de correlação (R^2) do modelo com relação aos dados reais de deformação elástica obtidos no ensaio.

2.5 Ensaio de Deformação Permanente (δ_p)

A determinação dos parâmetros de deformabilidade plástica foi realizada por meio da norma [17], utilizando-se na execução dos ensaios triaxiais combinações de pares de tensão (σ_3 e σ_d) para cada solo do estudo, que garantisse, minimamente, uma boa regressão do modelo.

Para o cálculo dos parâmetros do modelo proposto por [18], que descreve de forma satisfatória o comportamento à deformação permanente observado nos solos brasileiros, por meio dos ensaios triaxiais de laboratório, recomenda-se que sejam ensaiados 9 (nove) corpos de prova (CPs), um para cada par de tensão. Entretanto, um número mínimo de 6 (seis) CPs deve ser ensaiado, desde que os valores das tensões sejam bem espaçados entre si, de modo a abranger um universo amplo de tensões atuantes no material, em relação à carga de roda do eixo padrão [17].

Os pares de tensões utilizados nos ensaios são apresentados no quadro 3. Buscou-se abranger diferentes simulações de cargas nestes materiais, para a avaliação do comportamento do solo e a sua real capacidade estrutural. A frequência de carregamento usada no ensaio foi de 5 Hz (pulso de 0,1 segundo seguido de um tempo de repouso de 0,1 segundo, totalizando 5 ciclos por segundo ou 300 ciclos por minuto). Cabe ressaltar que para o tipo de material ensaiado (solo) esta frequência não interfere nos resultados, já que o mesmo não apresenta comportamento viscoelástico, como o concreto asfáltico. Em cada ensaio (ou par de tensões) foi aplicado 150.000 ciclos.

Quadro 3. Estados de tensões utilizados no ensaio de deformação permanente para os solos SL-1 e SL-2.

SL-1			SL-2		
σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	σ_1/σ_3	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	σ_1/σ_3
40	40	2	40	40	2
	120	4		80	3
80	80	2		120	4
	240	4	80	80	2
120	120	2		160	3
		240	3	120	2

As constantes do modelo de δ_p para cada solo foram obtidas por regressão não linear, por meio do *software Statistica*, usando o método de minimização da soma dos quadrados dos resíduos, com nível de confiança de 95%.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Ensaios Convencionais e Classificação MCT

Pela classificação *TRB*, o solo SL-1 apresenta comportamento para subleito como ‘fraco a pobre’ (A-7-5), o que contrapõe à classificação MCT para este solo, dada como LG’. Estes solos de comportamento laterítico, como é o caso do solo SL-1, quando adequadamente compactados, podem se comportar como um ótimo material de subleito. Assim, evidencia-se que o sistema de classificação americano não é eficaz para os solos tropicais brasileiros, principalmente os lateríticos de textura fina que cobrem grande parte do território nacional.

O solo SL-2 obteve classificação *TRB* como A-2-4, a qual infere um bom comportamento como subleito. Em relação à classificação MCT, NA’, a mesma indica um comportamento não laterítico, com $P_i > 100\%$, o que leva a inferir que este solo possui em sua gênese certas características do horizonte saprolítico, configurando-se, realmente, como um solo transicional, conforme estudo efetuado por [19].

3.2 Ensaios de MR

O módulo de resiliência é fortemente afetado pela condição de carregamento, o estado de tensão, a natureza do solo, umidade, entre outros fatores, podendo ocasionar variações em seu valor a depender da situação analisada. Os modelos estatísticos para a representação da previsão do MR com o estado de tensão adotados na mecânica dos pavimentos foram desenvolvidos, em sua maioria, a partir da natureza do solo, com predomínio da tensão confinante (σ_3) ou da tensão desvio (σ_d), relacionando estes esforços aplicados com as constantes (parâmetros) obtidas no ensaio triaxial de carga repetida. Os modelos indicados pelas equações 1 e 2 foram os modelos comumente empregados na maioria dos estudos, mas atualmente tem-se utilizado, de preferência, o modelo composto (equação 3) por ser genérico e não depender do conhecimento *a priori* se o comportamento predominante é o granular ou o argiloso. Segundo [4], 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.

$$MR = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \text{ (para solos arenosos)} \quad (1)$$

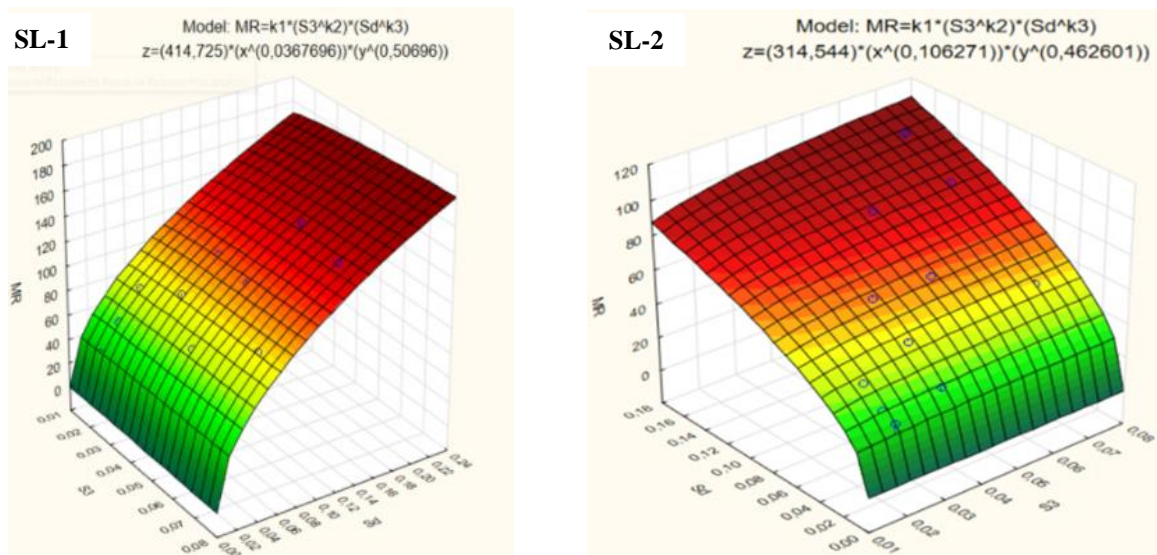
$$MR = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \text{ (para solos argilosos)} \quad (2)$$

$$MR = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \text{ (composto – para qualquer tipo de solo ou brita)} \quad (3)$$

O comportamento resiliente dos solos em estudo foi analisado por meio do modelo composto, conforme equação 3, o qual é adotado no MeDiNa e os parâmetros experimentais obtidos nos ensaios triaxiais, k_1 , k_2 e k_3 , são apresentados no quadro 4, sendo obtidos ótimos coeficientes de determinação (R^2) por meio deste modelo, da ordem de 0,99 para os dois solos. Os gráficos dos modelos compostos para os MR dos solos SL-1 e SL-2 são apresentados na figura 2. A fim de retratar valores para o MR, foi utilizada uma faixa de tensões normais atuantes em subleitos rodoviários, conforme observada por [20], variando de 50 à 120 kPa.

Quadro 4. Parâmetros do modelo composto e equações para os solos SL-1 e SL-2.

Parâmetros	SL-1	SL-2
k_1	414,73	314,54
k_2	0,03677	0,10627
k_3	0,50696	0,46260
R^2	0,998	0,989
Equações finais – Modelo Composto ($^l\sigma_3 = 0,05$ MPa e $\sigma_d = 0,100$ MPa)		
SL-1	$MR = 414,73 \cdot \sigma_3^{0,03677} \cdot \sigma_d^{0,50696}$	$MR^l = 115,60$ MPa
SL-2	$MR = 314,54 \cdot \sigma_3^{0,10627} \cdot \sigma_d^{0,46260}$	$MR^l = 78,85$ MPa



Figuras 2. Modelo composto do MR para os solos: (a) SL-1; e (b) SL-2.

Verifica-se, para ambos os solos, a nítida interferência dos parâmetros da tensão confinante e da tensão desvio. Os valores de k_2 e k_3 positivos influenciam para que, com o aumento de tensão de confinamento e desvio, haja um acréscimo no módulo de resiliência, sendo k_2 mais significativo para o solo SL-2, o que reflete um maior efeito da tensão confinante no comportamento resiliente deste solo, arenoso, pela classificação MCT.

3.3 Ensaios de Deformação Permanente (δ_p)

A deformação permanente caracteriza-se pelo somatório dos afundamentos verticais permanentes no revestimento e em camadas subjacentes causados pelo carregamento (tensão) aplicado na superfície do pavimento. Para os solos em estudo, foram analisadas as δ_p para a camada de subleito. Os resultados dos ensaios triaxiais de carga repetida, considerando os pares de tensão σ_d e σ_3 , para os solos SL-1 e SL-2, são apresentados na figura 3.

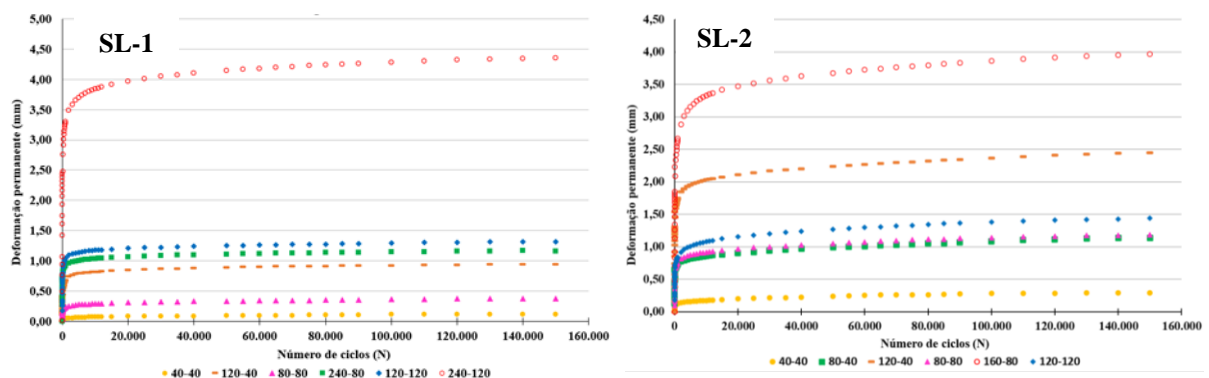


Figura 3. Deformação permanente acumulada para os solos: (a) SL-1; e (b) SL-2.

Em função da magnitude do carregamento e confinamento do CP, as menores δ_p ocorreram para o estado de tensão mais baixo ($\sigma_d - \sigma_3$, 40-40). Já as maiores δ_p ocorreram para as maiores tensão desvio, demonstrando a influência desta tensão nas deformações permanentes estudadas, com deformações plásticas totais, após 150.000 ciclos, da ordem de 4,3 mm e 3,9 mm para os solos SL-1 e SL-2, respectivamente. Salienta-se que estes valores ficaram abaixo do valor recomendado pelo Método MeDiNa para Sistema Arterial Primário, que recomenda deformação permanente máxima de 13 mm. No solo SL-1, provavelmente por sua maior concentração da fração de argila (29%), verificou-se o maior valor de δ_p , correspondente ao estado de tensão $\sigma_d = 240 - \sigma_3 = 120$.

Como esperado, do ponto de vista geotécnico, os solos apresentaram comportamentos distintos para os diferentes pares de tensões analisados, já que apresentam classificações distintas, conforme a metodologia MCT realizada, mostrando claramente a importância da caracterização das propriedades dos materiais em laboratório para a identificação das suas características individuais de resistência ao acúmulo de δ_p .

Analisando os gráficos das deformações acumuladas (figura 3), percebe-se que as maiores δ_p ocorreram entre os ciclos 0 a 20.000 para todos os pares de tensões e, após 20.000 ciclos até o final do ensaio, as diferenças foram pequenas, mostrando que os solos em estudo diminuíram a taxa de deformação por ciclo, como será demonstrado adiante.

Em relação à tensão confinante, pressupõe-se que seu aumento reduz a δ_p , pois confere maior coesão ao conjunto. Porém, esta hipótese não se confirmou para os solos em estudo. Tal é evidenciado quando da comparação entre os pares de tensão σ_1 - σ_3 , 120-120 e 240-120, 240-80 e 240-120 do solo SL-1. Assim, diferentemente da tensão desvio, não se pode garantir com clareza que o aumento da tensão confinante aumenta ou diminui a δ_p , pois depende das tensões envolvidas.

Conforme norma [17], o modelo de deformação permanente que retrata o comportamento plástico do solo submetido a vários níveis de tensão é o proposto por [18], de acordo com a equação 4. A partir desta equação, foram realizados os modelos de deformação para cada solo, conforme o quadro 5. Foram consideradas todas as δ_p com os respectivos estados de tensão, incidindo em 57 registros para cada estado de tensão, totalizando 342 registros para cada solo. Por meio dos coeficientes de determinação (R^2) obtidos, constata-se que os modelos apresentados são bastante satisfatórios. Ambos os solos apresentaram os valores de erro padrão, *p-value*, iguais a zero. De acordo com [18], valor de erro padrão abaixo de 5% indica que o parâmetro de regressão apresenta relevante importância estatística.

$$\varepsilon_p (\%) = \omega_1 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{\omega_2} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{\omega_3} \cdot N^{\omega_4} \quad (4)$$

Em que:

ε_p (%) = deformação permanente específica;

ω_1 , ω_2 , ω_3 e ω_4 = parâmetros de regressão;

ρ_0 = tensão de referência (tensão atmosférica – 0,1 MPa);

N = número de ciclos de aplicação de carga.

Quadro 5. Parâmetros do modelo de deformação permanente para os solos SL-1 e SL-2.

Parâmetros	SL-1	Erro padrão (<i>p-value</i>)	SL-2	Erro padrão (<i>p-value</i>)
ω_1	0,105838	0,00	0,162977	0,00
ω_2	2,920233	0,00	-0,416081	0,00
ω_3	1,619961	0,00	2,324348	0,00
ω_4	0,095727	0,00	0,112325	0,00
R^2	0,957		0,975	
Equações finais – Modelo Guimarães (tensões em MPa)				
SL-1	$\varepsilon_{p1} = 0,105838 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{10}\right)^{2,920233} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{10}\right)^{1,619961} \cdot N^{0,095727}$			
SL-2	$\varepsilon_{p2} = 0,162977 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{10}\right)^{-0,416081} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{10}\right)^{2,324348} \cdot N^{0,112325}$			

O valor de ω_2 referente à tensão confinante para o solo SL-2 foi negativo. Já os parâmetros referentes à tensão desvio, ω_3 , em ambos os solos, apresentaram valores positivos, como esperado visto que a tensão vertical é a principal responsável pela deformação permanente. Em relação aos parâmetros encontrados para o número de ciclos de carga, o ω_4 , os valores foram relativamente próximos, exercendo influência semelhante para os dois materiais. Segundo [21], quando a tensão confinante (parâmetro ω_2) resulta em valores negativo indica uma menor influência nas deformações permanentes, ocorrendo o inverso para a tensão desvio (parâmetro ω_3), que atua significativamente no aumento das deformações permanentes acumuladas, ou seja, quanto maior for a tensão desvio em relação a tensão confinante, maiores serão as deformações permanentes resultantes.

Com o intuito de verificar graficamente a estabilização da plastificação após um determinado número de ciclos de aplicação de cargas no solo (*shakedown*), foram realizados os gráficos da figura 4, nos quais são apresentados a δ_p total no eixo das abscissas e a taxa de acréscimo desta deformação no eixo das ordenadas. Diz-se que um solo apresenta *shakedown* quando esta taxa de acréscimo é da ordem de 1×10^{-7} metros.

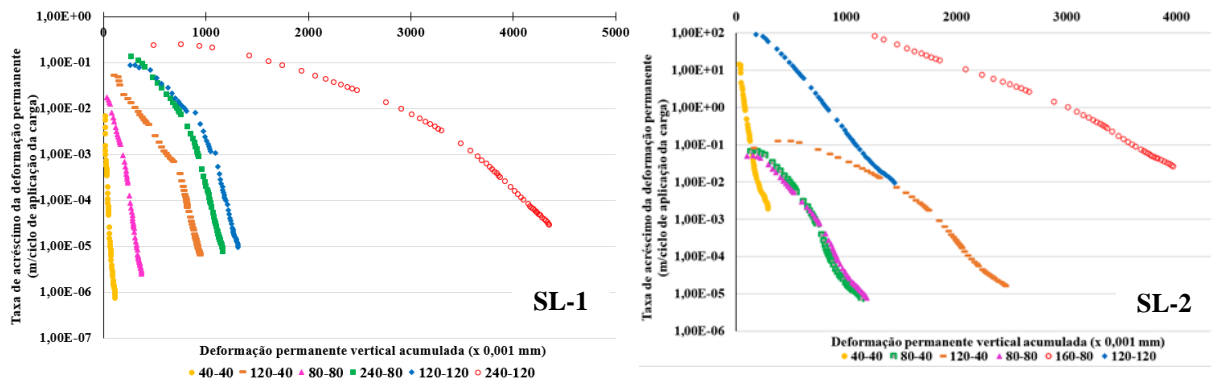


Figura 4. Verificação do *shakedown* para os solos: (a) SL-1 e (b) SL-2.

Para o solo SL-1, de classificação fina laterítica, verifica-se que a maioria dos ensaios apresenta uma tendência de paralelismo das curvas em relação ao eixo vertical, ou seja, acomodamento das deformações permanentes (situação de *shakedown*) contribuindo de forma pouco significativa para o afundamento no pavimento. Entretanto, para os estados de tensão 120-40, 80-80, 240-80 e 120-120, ao final dos ensaios, estes não atingiram a taxa de deformação exigida para o acomodamento plástico do solo. Para o estado de tensão 240-120, o solo deformou bastante, comparativamente aos demais, reforçando a forte influência da tensão desvio no comportamento deste solo, visto que os demais ensaios, conduzidos com a relação entre tensão desvio e tensão confinante similar e inferiores, não apresentaram esta peculiaridade. Ademais, o acomodamento plástico não se efetivou ao final do ensaio. Segundo [18], a laterização do solo deve criar uma coesão verdadeira, que faz o material ser menos sensível ao confinamento.

Em relação ao solo SL-2, o par de tensões mais baixo (40-40) configurou-se uma tendência ao acomodamento plástico por apresentar indício de similaridade com o eixo das ordenadas. Já todos os outros pares de tensão assemelharam-se ao modelo AB da norma [17]. Entretanto, nenhum par de tensão atingiu o acomodamento plástico ao final dos 150.000 ciclos.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Destaca-se a importância do estudo das propriedades do subleito nos pavimentos, por ser a fundação sobre a qual serão alteadas todas as demais camadas. Assim, buscou-se aprofundar os conhecimentos de dois solos típicos de subleito rodoviário do Distrito Federal (SL-1 e SL-2), quanto às características mecânicas e, principalmente, de deformabilidade, por meio de ensaios com procedimentos estabelecidos em normas brasileiras. Tratam-se de latossolos originados de um alto grau de intemperismo e lixiviação, cuja estrutura muito porosa e conseqüente alto índice de vazios foi modificada por meio de compactação, ou seja, a sua condição no pavimento.

Ao contrário das classificações de outros países, a metodologia MCT permite inferir a gênese dos solos tropicais brasileiros, lateríticos (L) ou não (N), que cobrem grande parte do Brasil, possibilitando analisar efetivamente as potencialidades genéticas de utilização destes solos nas construções viárias. Os solos com comportamento laterítico geralmente apresentam bom desempenho em obras viárias. O solo SL-1 foi classificado com lateríticos e o SL-2 não laterítico.

Tendo em vista o comportamento tensão-deformação elástico não linear do solo, buscaram-se as relações experimentais ($MR = f(\sigma_3 \text{ e } \sigma_d)$) entre o módulo de resiliência e os estados de tensões. O Modelo Composto adotado no MeDiNa para a análise do comportamento resiliente demonstrou-se muito representativo com a natureza dos solos estudados. Observou-se significativa correlação entre as variáveis ($MR, \sigma_d \text{ e } \sigma_3$) e constantes experimentais (k_i) obtidas nos ensaios triaxiais, corroborando com diversos estudos realizados no país sobre o assunto [20], [22], [23] e [24].

As deformações permanentes aumentaram à medida que se elevou a tensão desvio. No caso da tensão confinante, não se constatou esta evidência, impossibilitando afirmar categoricamente a influência desta variável no acréscimo ou diminuição da δ_p acumulada, o que leva a inferir que σ_3 depende do estado de tensões. Para ambos os solos, foi verificado que o maior acúmulo de deformabilidade ocorreu até os 20.000 ciclos de carga, tendendo, em seguida, ao acomodamento no decorrer da aplicação restante dos carregamentos até o final do ensaio. Contudo, o *shakedown* não foi atingindo para a quase totalidade dos 12 pares de tensões ensaiados.

Em relação aos valores totais de δ_p obtidos ao final de cada ensaio (SL-1 = 4,3 mm e SL-2 = 3,9 mm), os mesmos foram inferiores ao limite total admissível para o afundamento na estrutura desta rodovia não pavimentada (13 mm). As magnitudes dos valores de δ_p evidenciam que os solos dos subleitos em estudo apresentaram condições mecânicas favoráveis para serem utilizados em pavimentos de rodovias, já que apresentaram resistência satisfatória quando submetidos ao acúmulo de cargas, mesmo quando aplicadas altas e médias intensidades de cargas. Cabe ressaltar, que no caso de avaliação da estrutura desta rodovia para dimensionamento de pavimentos pelo MeDiNa, as análises totais de δ_p compreenderão também os materiais das camadas de sub-base e base.

5 AGRADECIMENTOS

À Diretoria de Tecnologia/Superintendência Técnica (DITEC/SUTEC) do DER/DF pela realização dos ensaios e à Universidade de Brasília (UnB) pelos conhecimentos técnicos-científicos oportunizados por meio do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia (PPGG).

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2021). DNIT IS-247. Estudos para elaboração de projetos de implantação usando o Método de Dimensionamento Nacional – MeDiNa. Brasília, DF.
2. Fritzen, M. A. (2016). *Desenvolvimento e validação de função de transferência para previsão do dano por fadiga em pavimentos asfálticos*. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 262 p.
3. Lima, M. C. (2003). *Degradação físico-química e mineralógica de maciços junto às voçorocas*. Tese de Doutorado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, FT, UnB, Brasília, DF, 364 p.
4. Motta, L. M. G., Medina, J. (2006). *Investigação e Desenvolvimento em Mecânica dos Pavimentos na COPPE – Brasil*. Revista Engenharia Civil, n. 26, 85-97.
5. Departamento de Estradas de Rodagem do Distrito Federal (2015). Unidades pedológicas do Distrito Federal – Planta. Adaptado Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento do Distrito Federal (ADASA). Obtido junto à Diretoria de Meio Ambiente do DER-DF (DIMAM).
6. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1994). DNER-ME 041/94. Solos – Preparação de Amostras de Solos para Ensaio de Caracterização. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Brasília, DF.
7. Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984d). NBR 7181 – Solo – Análise Granulométrica. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ.
8. Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984a). NBR 6508 – Grãos de Solo que Passam na Peneira de 4,8 mm – Determinação da Massa Específica. Associação Brasileira Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ.
9. Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6459. Solo – Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro, RJ.
10. Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7180. Solo – Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro, RJ.
11. Associação Brasileira de Normas Técnicas (1986). NBR 7182 – Solo – Ensaio de Compactação. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ.
12. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1994). DNER-ME 049/94. Solos – determinação do Índice de Suporte California utilizando amostras não trabalhadas. Rio de Janeiro, RJ.

13. Nogami, J. S.; Villibor, D. F. (1980). *Caracterização e classificação gerais de solos para pavimentação: limitação do método tradicional, apresentação de uma nova sistemática*. In: Reunião Anual de Pavimentação, 15., Belo Horizonte. Anais... [S.l.: s.n.].
14. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1994). DNER-ME 258. Solos compactados em equipamento miniatura – mini-MCV. Rio de Janeiro, RJ.
15. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1994). DNER-ME 256. Solos compactados em equipamento miniatura – determinação da perda de massa por imersão. Rio de Janeiro, RJ.
16. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2018). DNIT 134/2018-ME. Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. Rio de Janeiro, RJ.
17. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2018). DNIT 179/2018-ME. Pavimentação – Solos – Determinação da deformação permanente – Método de ensaio. Rio de Janeiro, RJ.
18. Guimarães, A. C. R. (2009). *Um método mecanístico-empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos*. Tese de Doutorado. Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ. 352 p.
19. Paula, G. F.; Teixeira, D. I. B.; Fernandes, P. C.; Pereira, P. C.; Camapum de Carvalho, J. (2022). *Classificação MCT-M: estudo de caso para um solo tropical do Distrito Federal*. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Campinas, SP, 8 p. *No prelo*.
20. Santos, T. A. (2016). *Avaliação da resistência e da deformabilidade de quatro solos empregados em subleitos rodoviários no estado do Rio Grande do Sul*. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 164 p.
21. Norbark, C.; Motta, L. M. G. (2017). *Deformabilidade permanente e módulos de resiliência de dois solos e uma brita usados em um segmento de rodovia*. XXXI Congresso Nacional de Pesquisa em Transporte da ANPET, Recife, PE, 12 p.
22. Ferreira, J. G. H. de M. (2002). *Elaboração e análise de dados de ensaios triaxiais dinâmicos na COPPE/UFRJ*. Tese de Mestrado. Programa de Engenharia Civil COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ, 263 p.
23. Maia, C. L. (2016). *Análise comparativa de módulos de resiliência obtidos com o geogauge para o controle de qualidade de camadas granulares dos pavimentos*. Dissertação de mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes da Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 150 p.
24. Malysz, R. (2009). *Desenvolvimento de um equipamento triaxial de grande porte para avaliação de agregados utilizados como camada de pavimentos*. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 350 p.