

ESTUDO DE SOLO PARA REVESTIMENTO PRIMÁRIO ATRAVÉS DE UMA ABORDAGEM BASEADA NAS MECÂNICAS DOS SOLOS E DOS PAVIMENTOS

Vinicius Peraça

Doutorando PPGEC/UFRGS

Washington Peres Núñez

Luiz Antônio Bressani

Jorge Augusto Pereira Ceratti

Professor PPGEC/UFRGS

Rinaldo José Barbosa Pinheiro

Professor PPGEC/UFSM

RESUMO

Estradas não pavimentadas têm significativa importância econômica para o País, interligando os centros de produção primária aos de comercialização e transformação. Porém, os cuidados com a seleção de materiais para revestimento primários destas vias são, na maioria das vezes, escassos ou inexistentes. Com o intuito de colaborar na modificação desta realidade, apresenta-se neste artigo um estudo realizado em um solo residual da região central do Rio Grande do Sul, visando seu emprego como revestimento primário, relacionando os conhecimentos da Mecânica dos Pavimentos com os da Mecânica dos Solos. Foram realizados ensaios caracterização, compactação e ISC, cisalhamento direto, módulo de resiliência, deformação permanente e determinação da curva de retenção de água do material. A análise conjunta dos resultados permitiu avaliar a influência do teor de umidade e do grau de compactação nos parâmetros de deformabilidade e resistência do solo; quantificando-se esses efeitos através de uma análise mecanística.

ABSTRACT

Unpaved roads play an important role in the economical development of any country. They link farms, ranches and mines to transformation and trading centers. However, in Brazil, little, if any, attention has been paid to the selection of materials for wearing courses of unpaved roads. With the purpose of helping to change this reality, this article presents a study carried out in a residual soil from central Rio Grande do Sul, Brazil. The study based in Soil and Pavement Mechanics aimed at qualifying that soil for use as wearing course of regional roads. Characterization, classification, compaction, CBR, resilient modulus and permanent deformation under repeated loads tests as well as simple shear tests were performed and soil-water retention curves were established. The combined analysis allowed evaluating the influence of water content and compaction degree on the soil strength and deformability parameters and those effects were quantified by means of a mechanistic analysis.

1. INTRODUÇÃO

Rodovias não pavimentadas constituem aproximadamente 89% do total da malha viária brasileira (IBGE, 1997, 1999 e 2000). Devido à redução dos investimentos em infra-estrutura de transportes nas últimas décadas, e também aos elevados custos dos materiais tradicionalmente utilizados, faz-se necessário empregar materiais alternativos para manutenção das rodovias não pavimentadas, de forma a contornar as restrições orçamentárias e permitir a interligação dos centros produtores aos de beneficiamento e consumo. Nos países em desenvolvimento, como o Brasil, são escassos, quando existem, os avanços tecnológicos destinados a selecionar materiais para revestimento primário. Mais ainda, a maioria das especificações existentes se fundamenta em ensaios de classificação tradicionais de solos, que, como já se sabe, muitas vezes não permitem qualificar materiais gerados em regiões tropicais e subtropicais.

Procurando colaborar na alteração desta realidade, este artigo apresenta um estudo realizado em um solo residual de rochas vulcânicas ácidas da região central do Rio Grande do Sul, visando sua aplicação como revestimento primário nas suas rodovias de baixo volume de tráfego, a partir de conceitos da Mecânica dos Pavimentos e da Mecânica dos Solos. Em um

notável trabalho, Brown (1996) descreve e justifica a importância de se correlacionar esses conceitos.

Materiais empregados como revestimento primário ou camadas estruturais (base, sub-base) de pavimentos muito delgados estarão sujeitos a carregamentos dinâmicos impostos pelo tráfego, porém seu comportamento quanto à deformabilidade (elástica e plástica) e à resistência (coesão e ângulo de atrito) será governado pelos princípios da Mecânica dos Solos.

2. METODOLOGIA E TÉCNICAS EXPERIMENTAIS

2.1 Ensaios de Caracterização e Classificação

A caracterização e classificação do material foram executadas conforme o especificado pelo Manual de Pavimentação do DNIT – 2006, atendendo as recomendações prescritas nas Normas Brasileiras: NBR 6457/86, NBR 6508/84, NBR 6459/84, NBR 7180/84, NBR 7181/84. Os ensaios para a classificação MCT atenderam as normas do DNER: métodos de ensaio DNER-ME 256/94 e DNER-ME 258/94. Os resultados dos ensaios de caracterização e a classificação deste solo são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1: Caracterização e classificação dos materiais

% pedreg.	% areia	% silte	% argila	LL	IP	γ_s (kN/m ³)	IG	Classificações		
								AASHTO	SUCS	MCT
21	64	15	0	46	13	27,83	0	A2-7	SC	NA'

De acordo com a caracterização e classificações, o material trata-se de um solo granular, onde a fração areia predomina. Observa-se que, mesmo não aparecendo a fração argila na distribuição granulométrica o solo é plástico. Ensaios de difratometria de Raios-X apresentados por Peraça (2007) neste solo revelaram a presença de argilominerais bastante ativos, da família das esmectitas. Estes argilominerais são, em princípio, os responsáveis pela plasticidade deste material e não aparecem no ensaio de granulometria, provavelmente, por estarem agregados, formando grumos com dimensões próximas à fração silte não tendo sido dissolvidos pelo defloculante. Segundo Cozzolino e Nogami (1993), a fração silte de solos saprolíticos pode apresentar uma composição mineralógica muito variada e peculiar, impondo um comportamento especial a estes solos, já que estes siltes podem ser plásticos.

2.2. Ensaios de Compactação, ISC e Expansão

Os ensaios de compactação foram realizados conforme preconiza a norma NBR 7182/86 empregando-se no ensaio a energia normal do ensaio de Proctor. Os corpos-de-prova oriundos do ensaio de compactação foram submetidos à imersão pelo período de quatro dias e depois solicitados na prensa CBR. As normas que regem os procedimentos de ensaios de ISC são a NBR 9895/87 e o DNER ME 049/94. Os resultados destes ensaios são mostrados na Tabela 2. O solo não apresentou expansão significativa devido à sobrecarga usada no ensaio.

Tabela 2: Resultados dos ensaios de compactação e ISC

w_{ot} (%)	γ_d (kN/m ³)	ISC _{máx} (%)
20,1	16,05	21

2.3. Ensaios de Cisalhamento Direto

Em relação aos procedimentos do ensaio, foram seguidas as recomendações feitas por Head (1982), além das normas BS 1377 – 90 e ASTM D3080 – 90. O equipamento utilizado ensaiava corpos-de-prova de 60 mm de diâmetro por 20 mm de altura e a aquisição dos dados era feita de forma automática.

Foram cisalhados corpos-de-prova em duas condições: densa e fofa. A condição densa correspondia ao $\gamma_{dm\acute{a}x}$ da curva de compactação na energia Normal e umidade ótima, enquanto que a condição fofa se referia ao maior índice de vazios obtido no laboratório, onde o material simplesmente era lançado dentro da célula de cisalhamento sem sofrer nenhum tipo de compactação. No ensaio, os corpos-de-prova ficavam em contato direto com uma pedra porosa, de modo a facilitar a medida da altura do CP, determinando-se assim o seu índice de vazios. Uma explicação mais detalhada sobre a moldagem dos corpos-de-prova e execução dos ensaios nas duas condições pode ser encontrada em Peraça (2007).

Como as tensões aplicadas nos solos usados como revestimento primário são bastante elevadas, os corpos-de-prova foram cisalhados com tensões normais elevadas, em três níveis: 200, 400 e 600 kPa. Todos os ensaios foram executados na condição inundada e a velocidade de cisalhamento usada foi de 0,048 mm/min.

2.3. Ensaio para a Determinação das Curvas de Retenção de Água

O método utilizado para a obtenção das curvas de retenção, para a determinação das sucções mátricas do solo, foi a técnica do papel filtro. O papel filtro utilizado foi o Whatman nº 42 sendo o modelo de calibração (1), proposto por Chandler *et al.* (1992), usado para a obtenção das sucções no solo.

$$\begin{aligned} S(kPa) &= 10^{(6,05-2,48 \log wp)} & \rightarrow & wp > 47\% \\ S(kPa) &= 10^{(4,84-0,0622 wp)} & \rightarrow & wp \leq 47\% \end{aligned} \quad (1)$$

Onde: S = sucção e wp = umidade do papel filtro

Determinaram-se curvas de retenção com dois índices de vazios: um correspondente ao índice de vazios obtido no ensaio de compactação na energia Proctor normal ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) na umidade ótima, e outra com índice de vazios mais elevado, tendo como referência a média dos índices de vazios obtidos imediatamente antes de início do ensaio de cisalhamento, com umidade próxima a higroscópica.

Para obtenção da cada curva de retenção moldaram-se 8 corpos-de-prova com condições iniciais iguais entre si, onde, a partir daí, estes sofreram variações na sua umidade (umedecimento ou secagem). Era considerado que a variação da massa do corpo-de-prova se dava somente pela variação do teor de umidade. Toda a metodologia usada no ensaio foi baseada no procedimento desenvolvido por Feuerharmel (2003).

2.4. Ensaios Triaxiais de Carregamento Repetido

Os ensaios triaxiais de carregamento repetido foram usados para a determinação dos módulos de resiliência e resistência às deformações permanentes e sendo realizados em corpos-de-prova de 10 x 20 cm.

2.4.1. Determinação do módulo de resiliência

A determinação do módulo de resiliência é padronizada pelo método de ensaio DNER-ME 131/94 e pela norma TP46-94 da *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO). Para este estudo as cargas foram aplicadas utilizando-se os pares de tensões propostos pelo DNER. Foi adotada a frequência de 1 ciclo por segundo com tempo de aplicação de carga de 0,1s, seguindo os procedimentos internacionais. Antes do início do ensaio era executado condicionamento dos corpos-de-prova. A Tabela 3 apresenta as condições avaliadas para a determinação das deformações resilientes.

Tabela 3: Condições para a determinação dos módulos resilientes

Condições	
01	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ e w_{ot}
02	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ e $w_{ot} + 2\%$
03	$0,9\gamma_{dm\acute{a}x}$ e w_{ot}
04	$0,9\gamma_{dm\acute{a}x}$ e $w_{ot} + 2\%$

2.4.2. Resistência a deformações permanentes

Devido à inexistência de normas brasileiras, as características e os procedimentos para os ensaios triaxiais de deformações permanentes, foram determinados consultando-se bibliografia especializada e pesquisas realizadas anteriormente sobre o assunto no Laboratório de Pavimentação da UFRGS.

O estado de tensões escolhido para medir as deformações foi: $\sigma_3 = 105$ kPa e $\sigma_d = 315$ kPa. Este era o estado de tensões mais severo que o equipamento do LAPAV conseguia atingir. Definiram-se estes níveis de tensão levando-se em conta que estes materiais, ao serem utilizados como revestimento primário, ficam sujeitos a cargas impostas pelo tráfego muito elevadas se comparadas com camadas mais inferiores de pavimentos asfálticos (sub-base, reforço e subleito). As condições avaliadas correspondem as condições 01, 02 e 04 apresentadas na Tabela 3. Os corpos-de-prova sem condicionamento prévio (virgens) foram submetidos a mais de 80 mil ciclos de carga.

3. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

3.1. Ensaio de cisalhamento

O comportamento tensão deformação, nas duas condições analisadas, deste solo é mostrado na Figura 1(a). De maneira geral, verificou-se o crescimento da resistência cisalhante com o aumento da tensão normal. A variação volumétrica mostrou-se diferente, sendo que a amostra fofa apresentou somente redução do seu volume, enquanto que a densa apresentou uma ligeira redução volumétrica na fase inicial e posteriormente expansão.

Verificou-se também, o efeito significativo da compactidade na resistência ao cisalhamento das amostras densas. Com o aumento do grau de compactação (menor índice de vazios), a resistência atingiu valores mais elevados, ou seja, parâmetros de resistência mais elevados. Com a compactação, a coesão (c') e o ângulo de atrito interno (ϕ') passaram, respectivamente, de 8,6 kPa e 34,5° da amostra fofa, para 53,2 kPa e 36,5° para o solo na condição densa. A figura 1 (b) apresenta as respectivas envoltórias de ruptura.

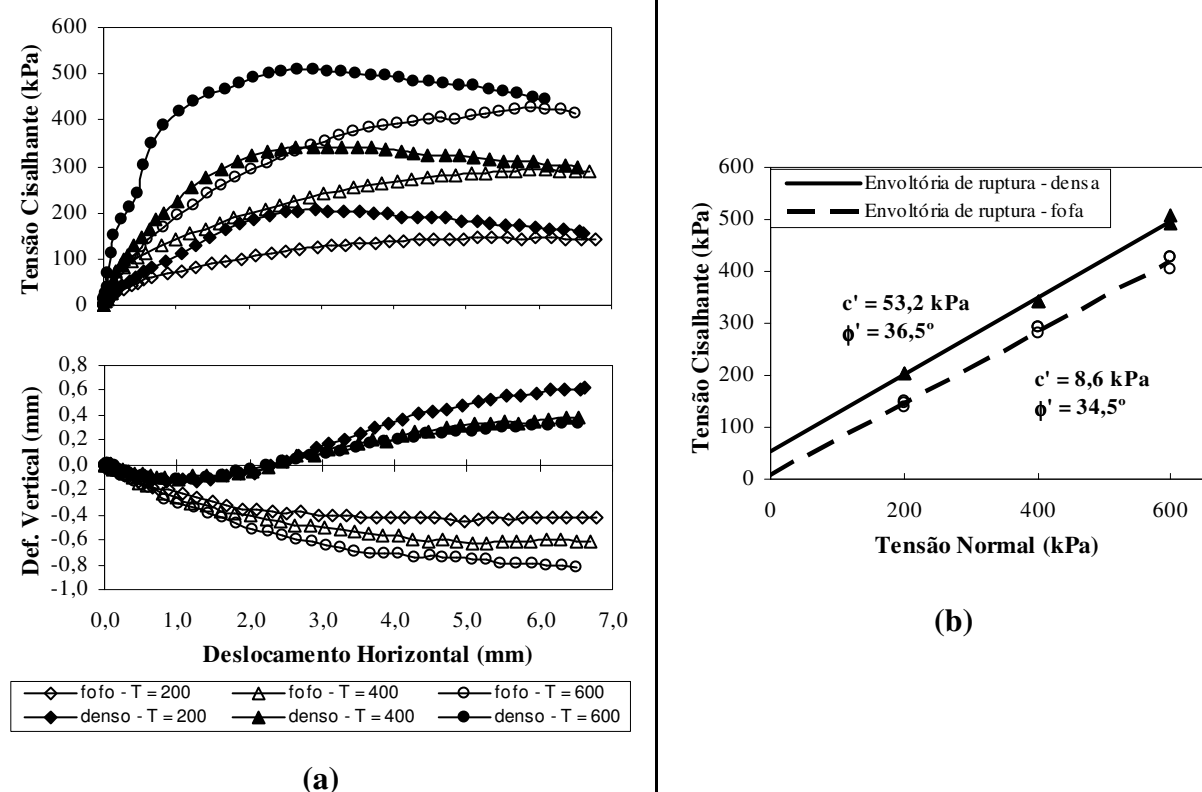


Figura 1: Resultados dos ensaios de cisalhamento direto: a) Curvas tensão cisalhante e deformação vertical versus deslocamento horizontal; b) Envoltórias de ruptura.

Os resultados obtidos mostraram, principalmente, um aumento expressivo nos parâmetros efetivos de resistência (c' e ϕ') das amostras na condição densa em relação às fofas. Isto implica, de forma direta, maior resistência às deformações cisalhantes (plásticas) para revestimentos primários compactados, tendo em vista que a resistência ao cisalhamento é definida pelos parâmetros c' e ϕ' . A importância do grau de compactação no parâmetro de resistência é quantificada na seção 4 deste artigo, ao verificar-se a segurança da camada de solo contra a ruptura por cisalhamento.

3.2 Curvas de Retenção de Água

O excesso de umidade acarreta maiores deformações, tanto de ordem plástica como elástica. Para um melhor entendimento dos comportamentos de resistência e deformabilidade desse solo, quando sujeito às variações de umidade, foi realizada uma análise conjunta com os conceitos de sucção, parâmetro fundamental para a compreensão do comportamento de solos não saturados. O módulo resiliente é sensível ao estado de tensão no interior da camada de solo e a sucção controla o estado de tensões em solos não saturados (Ceratti *et al.*, 2004).

Utilizando a curva de retenção foi possível relacionar as mudanças nos valores da sucção com a variação da umidade, possibilitando um melhor entendimento do comportamento deste material. Estas grandes variações na sucção com pequenas mudanças de umidade, que facilmente podem ocorrer em um revestimento primário, causam alterações no comportamento dos materiais, principalmente em relação às suas características de resistência

e de deformabilidade como será mostrado no item 3.3. A Figura 2 apresenta as curvas de retenção de água deste solo residual para as condições referidas na seção 2.3.

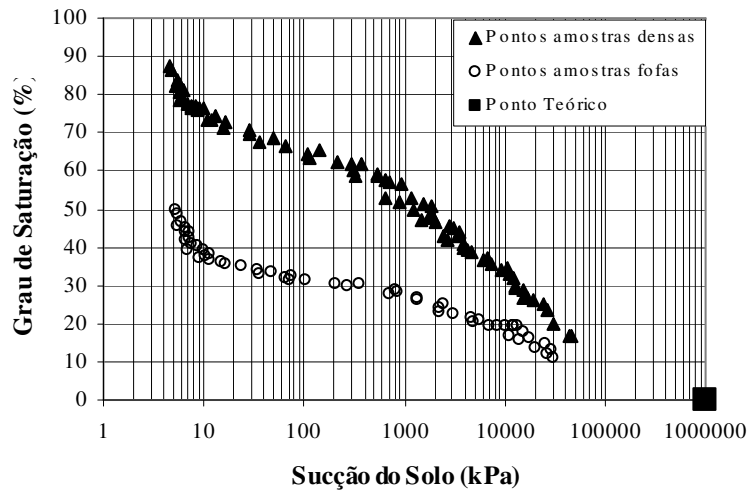


Figura 2: Curvas de retenção de água para as condições densa e fofa.

3.3. Resultados dos ensaios triaxiais de carregamento repetido

3.3.1. Determinação dos módulos de resiliência

O comportamento resiliente de solos granulares submetidos a tensões axiais repetidas é dependente da tensão confinante (σ_3), sofrendo pouca influência da tensão desvio (σ_d). Os resultados obtidos nos ensaios de módulo de resiliência foram ajustados segundo os modelos em função da tensão confinante (K - σ_3) e do invariante de tensões (K - θ) mostrados em (2) e (3), respectivamente, e os parâmetros dos modelos são apresentados na Tabela 4. Os resultados dos módulos resilientes são mostrados na Figura 3.

$$M_R = K_1 \left(\frac{\sigma_3}{p_{atm}} \right)^{K_2} \quad (2)$$

$$M_R = K_3 \left(\frac{\theta}{p_{atm}} \right)^{K_4} \quad (3)$$

Onde:

M_R = módulo de resiliência

σ_3 = tensão confinante (kgf/cm^2)

θ = somatório das tensões principais ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$) (MPa)

p_{atm} = pressão atmosférica (0,102 MPa)

K_1 , K_2 , K_3 e K_4 = parâmetros dos modelos.

Os resultados dos ensaios mostraram que houve pouca influência do grau de compactação no módulo de resiliência devido a, principalmente, o condicionamento inicial dos CPs. Quando ocorre aumento no teor de umidade e o grau de compactação é mantido, diminuiu a taxa de crescimento do módulo resiliente com o incremento do estado de tensões, provavelmente devido à redução no valor da sucção, como se pode inferir através da curva de retenção apresentada no item 3.2. O aumento de 2% na umidade em relação $w_{ot} = 20,1\%$, gerou

redução na sucção de 50% (de 10 para 5 kPa), diminuindo a capacidade do material resistir à ação das cargas (menor estado de tensão efetivo).

Tabela 4: Condições de compactação e parâmetros dos modelos (2) e (3)

Condição	w (%)	γ_d (kN/m ³)	K- σ_3/p_{atm} (MPa)			K- θ/p_{atm} (Mpa)		
			K ₁	K ₂	R ²	K ₃	K ₄	R ²
(1)	20,1	16,00	92,69	0,68	0,95	32,00	0,66	0,98
(2)	22,1	15,97	67,04	0,42	0,72	32,25	0,46	0,88
(3)	20,1	14,47	85,08	0,65	0,97	30,51	0,64	0,98
(4)	22,1	14,43	67,83	0,62	0,95	25,29	0,63	0,98

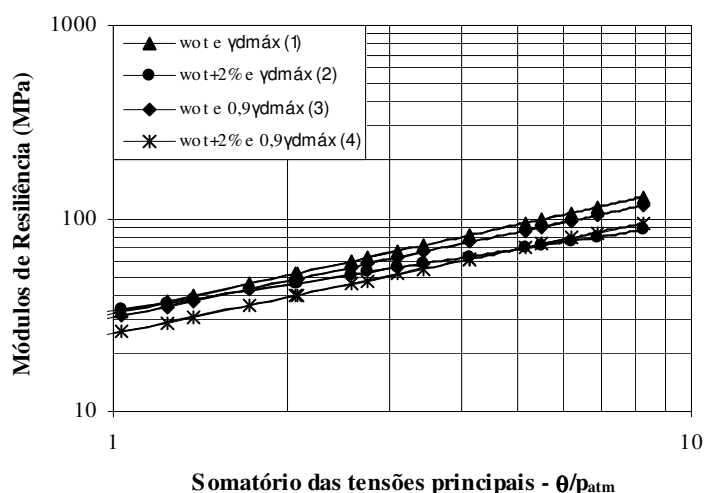


Figura 3: Módulos de resiliência em função do somatório das tensões principais para as condições avaliadas

3.3.2. Deformações Permanentes

Os resultados dos ensaios triaxiais de deformações permanentes são mostrados na Figura 4, onde é possível verificar a influência do grau de compactação e do teor de umidade nas deformações cisalhantes. Observa-se que as amostras compactadas na w_{ot} e $\gamma_{dmáx}$ e na $w_{ot} + 2\%$ e $0,9\gamma_{dmáx}$ apresentam duas fases distintas no seu comportamento: a primeira fase refere-se à pós-compactação, ou deformação permanente inicial seguida de outra na qual a velocidade de deformações permanentes é constante.

Na condição onde o CP foi ensaiado com $w_{ot} + 2\%$ (respectivo grau de saturação de 83%) e $\gamma_{dmáx}$, este sofreu deformações infinitas, não resistindo às tensões aplicadas. Isso pode ser atribuído, ao surgimento de poro-pressões (devido ao carregamento muito rápido e ao estado de tensões elevado) que, por consequência, reduzem o valor da sucção que já era baixa (5 kPa) provocando a diminuição das tensões efetivas, fazendo com que o CP entre em colapso. Isto mostra a grande sensibilidade à água deste solo, visto que pequenas variações na umidade levam ao aumento da deformabilidade e perda de resistência. Segundo Werkmeister (2003), na condição não drenada as deformações permanentes são maiores que na condição drenada devido ao surgimento de poro-pressões.

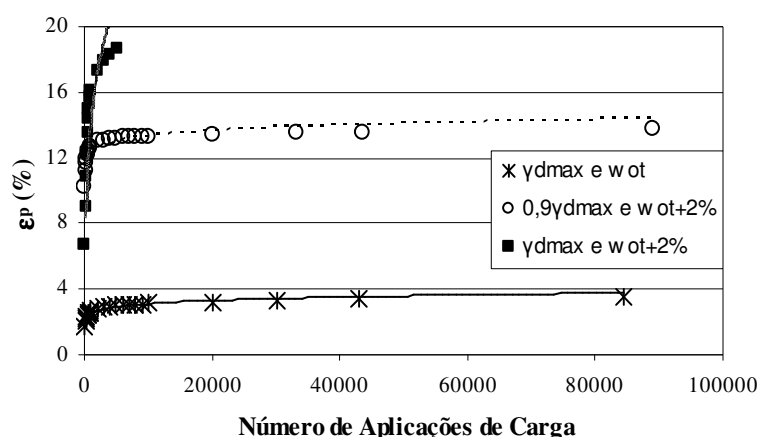


Figura 4: Deformação específica em função do número de aplicações de carga

4. ANÁLISE MECANÍSTICA

Para a determinação dos valores admissíveis de tensões e deformações empregaram-se, nesta análise, modelos propostos no Método Mecanístico para Dimensionamento de Pavimentos da República Sul-Africana. Este método baseia-se na determinação de respostas do pavimento (tensões, deformações e deslocamentos) assumindo como sendo um sistema de múltiplas camadas com comportamento elástico. Para determinar as reações nos pavimentos empregam-se programas computacionais. No caso deste artigo, o programa computacional utilizado foi o EVERSTRESS 5.0.

A partir das respostas calculadas, ou seja, tensões, deformações e deflexões, os valores críticos são usados para avaliar as camadas. O comportamento inicial dos materiais é avaliado usando critérios de ruptura que limitam o trincamento, as deformações permanentes e a ruptura por cisalhamento que possam acontecer em cada camada.

4.1. Comportamento de materiais granulares

Para garantir a resistência da camada granular contra a ruptura por cisalhamento ou excessivas deformações plásticas graduais, as tensões cisalhantes devem ser limitadas. A tensão cisalhante admissível pode ser calculada a partir da máxima resistência ao cisalhamento para um carregamento simples, expressado em termos dos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb, coesão (c) e ângulo de atrito interno (ϕ). Utilizando estes parâmetros pode-se obter um fator de segurança (F) contra a ruptura por cisalhamento relacionando a máxima resistência ao cisalhamento com as tensões cisalhantes atuantes em um ponto específico da camada, normalmente na porção central. O fator de segurança F pode ser determinado segundo o modelo 4.

$$F = \frac{\sigma_3 \cdot [K \cdot (\tan^2(45 + \phi/2) - 1)] + 2 \cdot K \cdot c \cdot \tan(45 + \phi/2)}{(\sigma_1 - \sigma_3)} \quad (4)$$

Onde:

F = fator de segurança contra ruptura por cisalhamento

σ_1 e σ_3 = tensões principais maior e menor, respectivamente, calculadas pelo programa

c e ϕ = coesão e o ângulo de atrito interno do solo;

K é uma constante estimada em função do grau de saturação ($K = 0,65$ – saturado; $K = 0,95$ – não saturado).

O fator de segurança admissível varia de acordo a categoria da rodovia e com o tráfego de projeto. Em estradas rurais de tráfego leve (corresponde a Classe C proposta no manual) o modelo 5 pode ser usado para estimar o número admissível de aplicações de carga padrão (já calculados com os fatores de equivalência do DNER), para que a camada granular não rompa por cisalhamento.

$$N_{CDNER} = \frac{1}{4} \left[10^{\left(\frac{F+1,472}{0,371} \right)} \right] \quad (5)$$

4.2. Proteção do subleito contra acúmulo de deformações permanentes excessivas

A deformação vertical específica de compressão, ϵ_v tem sido usada para desenvolver critérios limites de deformação para solos de subleito, de modo a controlar a deformação permanente nesta camada e, assim, a serventia do pavimento. Embora ϵ_v seja um parâmetro elástico, pode ser usada para estimar a deformação permanente do pavimento. Para rodovias com baixo volume de tráfego (classe D) a relação entre a deformação vertical (ϵ_v) no topo do subleito e o número de operações equivalentes do eixo padrão é dado pelo modelo 6

$$N = \frac{1}{4} \left[10^{(36,70 - 10 \log \epsilon_v)} \right] \quad (6)$$

Onde N é o número admissível de repetições de carga do eixo padrão (já calculado com os fatores de equivalência de carga do DNER) para evitar o acúmulo de deformações permanentes excessivas (superiores a 20 mm) no topo do subleito e ϵ_v é a deformação vertical elástica de compressão no topo do subleito, em microstrains (10^{-6} cm/cm).

4.3. Estruturas e Resultados das Análises Mecanísticas

4.3.1. Estruturas Analisadas

As análises mecanísticas foram executadas na estrutura onde o solo residual era utilizado como revestimento (15 cm), considerando este material na umidade ótima e nas condições de 100% e 90% de grau de compactação. Os módulos de resiliência utilizados para estimar as tensões (σ_1 e σ_3) com programa EVERSTRESS 5.0 foram os mesmos apresentados no item 3.3.1. Os ângulos de atrito (ϕ') e intercepto coesivo (c') utilizados no modelo 4 foram apresentados também no item 3.1, sendo que, para a condição com grau de compactação a 100%, utilizaram-se os parâmetros de resistência da amostra densa e para a condição com menor grau de compactação (90%), os parâmetros da amostra fofa foram usados. Três condições de subleito foram utilizadas nas análises, sendo estas apresentadas na Tabela 5. Devido ao programa mecanístico exigir o uso de no mínimo três camadas para a análise, dividiu-se o subleito em duas, sendo considerado a parte superior (primeiros 15cm) como subleito 1, apresentando módulo resiliente inferior em relação à porção mais profunda.

Tabela 5: Condições do subleito analisadas

Condição	Subleito 1 M_R (MPa)	Subleito 2 M_R (MPa)
A	50	100
B	100	200
C	150	250

4.3.2. Apresentação dos Resultados das Análises Mecanísticas

De acordo com resultados apresentados na Figura 5, pode-se notar o aumento do fator de segurança F com maior compactação, independentemente do módulo de resiliência do subleito. Com isso, a camada torna-se mais protegida contra a ruptura devido às tensões cisalhantes, suportando, também, um tráfego maior.

Ficou evidente a importância da compactação para maior durabilidade do revestimento primário onde uma melhor compactação poderá aumentar em 10 vezes a serventia do pavimento. Estas considerações valem para a condição saturada e não saturada. A condição não saturada apresentou valores do F superiores à condição saturada, como era de se esperar, consequentemente, suportando tráfegos maiores para todas as condições analisadas.

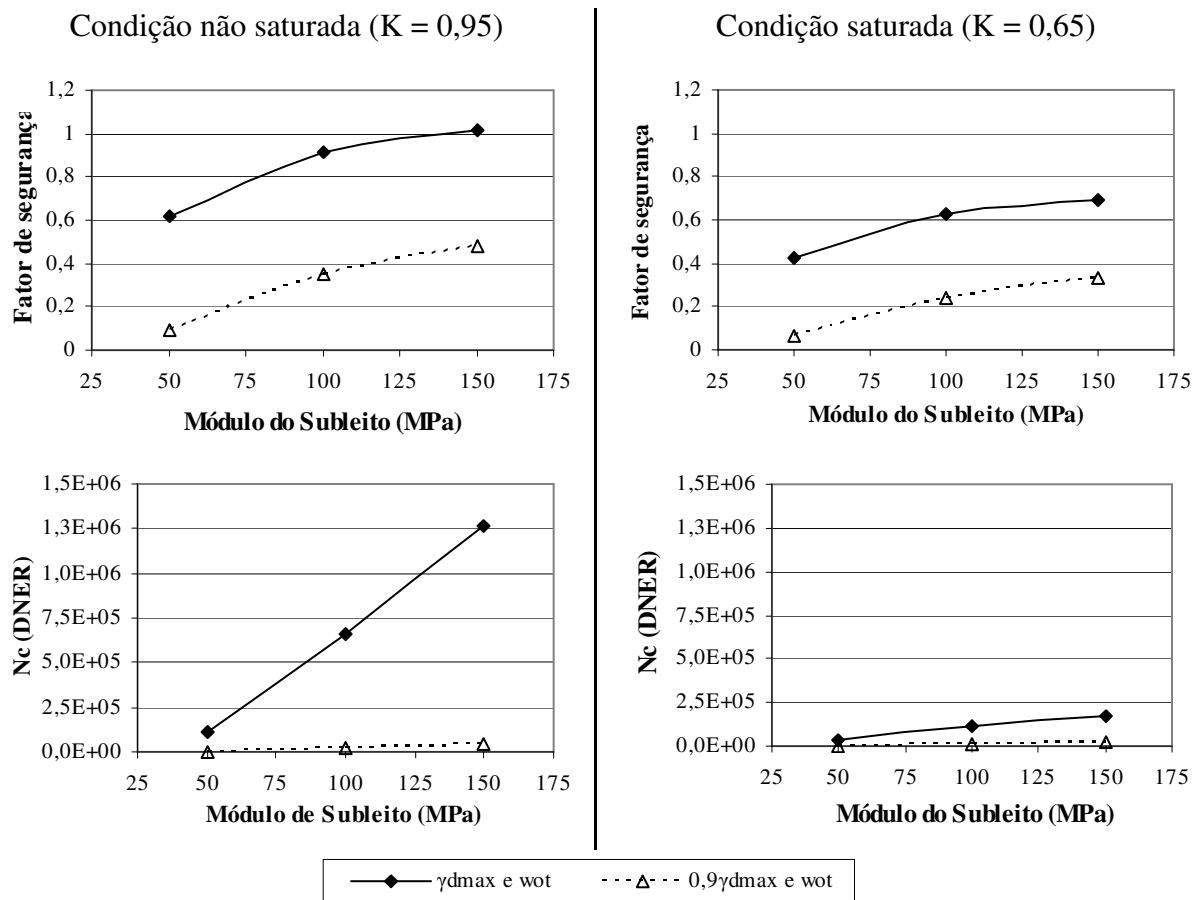


Figura 5: Fatores de segurança contra ruptura por cisalhamento do solo usado como revestimento primário

A Figura 6 apresenta as análises em termos de proteção contra deformações permanentes excessivas (máximo admissível de 20 mm de deformação) para os três tipos de subleito considerados (A, B e C). Os gráficos apresentados relacionam deformações verticais no topo do subleito e valores de A versus o módulo do subleito. Os cálculos foram executados utilizando-se o modelo 6 e os valores de A correspondem a potência do modelo 7.

$$N = 10^A \quad (7)$$

Como já era esperado, observou-se uma redução nas deformações do topo do subleito com o aumento dos seus módulos, para todos os casos. Os resultados semelhantes obtidos para a estrutura 1 em condições diferentes de compactação (90% e 100% do grau de compactação)

deveu-se ao programa utilizado, EVERSTRESS 5.0, estimar seus resultados (tensões, deformações e deflexões) em função do módulos. Como os módulos resilientes, para estas condições, são praticamente os mesmos, ambas apresentaram os mesmos níveis de deformação.

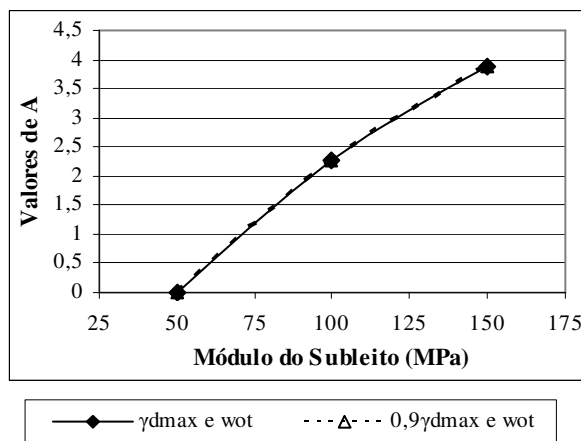


Figura 6: Proteção do subleito contra deformações permanentes excessivas

Com os resultados das análises mecânicas fica evidenciada a importância da compactação, assim como do efeito do grau de saturação e da qualidade do subleito no desempenho deste revestimento primário. Por ser a espessura da camada de revestimento analisada muito delgada (15 cm), o mecanismo de degradação predominante nesta estrutura é a deformação excessiva no topo do subleito, lembrando que o modelo considera ruptura com 20 mm de deformação vertical.

5. CONCLUSÕES

De maneira geral, conclui-se que a abordagem empregada neste artigo, analisando o comportamento de um solo residual para o emprego em rodovias com baixo volume de tráfego não pavimentadas, a luz das Mecânicas dos Solos e dos Pavimentos mostra excelente potencial. Tal abordagem proporciona uma melhor compreensão dos comportamentos de resistência e deformabilidade desses solos e sua integração com o conceito de sucção, parâmetro fundamental no comportamento de solos não saturados, como os que constituem camadas de pavimentos.

Ficou evidente, através dos resultados dos ensaios e da análise mecânica, a importância da compactação no comportamento do solo. O ganho de resistência e a diminuição da deformabilidade refletirão diretamente na melhoria do desempenho de pavimentos quando este solo for utilizado como seu revestimento. Os resultados mostraram, também, a grande sensibilidade à água do material, sendo que o acréscimo de apenas 2% acima do teor ótimo causa redução significativa na sucção e um possível surgimento de poro-pressões, capazes de causarem o colapso no material.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASTM (1990) ASTM D3080-90 - Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions – Presents. American Society for Testing and Materials.
- ABNT (1986) NBR 6457 - Amostras de Solo - Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização - Apresentação. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

- ABNT (1984) NBR 6459 - Solo - Determinação do Limite de Liquidez – Apresentação. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- ABNT (1984) NBR 6508 - Grãos de Solos que Passam na Peneira de 4,8 mm - Determinação da Massa Específica - Apresentação. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- ABNT (1984) NBR 7180 - Solo - Determinação do Limite de Plasticidade - Apresentação. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- ABNT (1984) NBR 7181 - Solo - Análise Granulométrica - Apresentação. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- ABNT (1987) NBR 9895 -. Solo – Índice de Suporte Califórnia - Apresentação. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- Brown, S. F. (1996) Soil mechanics in pavement engineering. *Géotechnique*, v. 46, nº 3, p. 383-426.
- Ceratti, J. A.; WaiI, Y. Y. G.; Núñez, W. P. (2004) Seasonal variations of a subgrade soil resilient modulus em southern Brazil. In: *Geology and Properties of Earth Materials*, Washington, D. C. Journal of the Transportation Research Board. nº 1874, p. 165-173.
- Chandler, R. J; Crilly, M. S.; Montgomery-Smity, G. (1992) A low-cost method of assessing clay desiccation for low-rise buildings. In: *Proc. Of the Institute of Civil Engineering*, v.92 (2), p. 82-89.
- Cozzolino, V. M. N.; Nogami, J. S. (1993) Classificação geotécnica MCT para solos tropicais. *Revista Solos e Rochas*. v. 16, nº 4, p. 77-91.
- DNER (1994) ME 049 - Solos – Determinação do Índice Suporte Califórnia Utilizando Amostras não trabalhadas - Método de Ensaio – Apresentação. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Rio de Janeiro.
- DNER (1994) ME 131 - Solos – Determinação do Módulo de Resiliência - Método de Ensaio – Apresentação. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Rio de Janeiro.
- DNIT (2006) Manual de Pavimentação (3º ed.). Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro.
- Feuerharmel, C. (2003) Aspectos do comportamento não saturado e dois solos coluvionares – Gasoduto Bolívia – Brasil. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- Head, K. H. (1982) *Manual of Soil Laboratory Testing*. Pentech Press, London, v. 2.
- Peraça, V. (2007) Qualificando Solos para Revestimentos Primários de Rodovias: Uma Abordagem Baseada nas Mecânicas dos Solos e dos Pavimentos. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- Werkmeister, S. (2003) Permanent deformation behavior of unbound granular material of pavement construction. Fakultät Bauingenieurweser der Technischen Universität Dresden zur Erlangung der Würde eines Doktor-Ingenieurs Genehmigte.