



**IX SEMINÁRIO DE ENGENHARIA  
GEOTECNICA DO RIO GRANDE DO SUL**

**Anais do IX Seminário de  
Engenharia Geotécnica do  
Rio Grande do Sul**

Caxias do Sul, abril de 2017.

**PROMOÇÃO:**

Universidade de Caxias do Sul

Curso de Engenharia Civil

ABMS-RS – Associação Brasileira de Mecânica do Solo: Núcleo  
do Rio Grande do Sul

**COORDENAÇÃO:**

Presidente Jaqueline Bonatto (UCS)

Daniel Faccin (UCS)

**PATROCINADORES PRATA:**



**PATROCINADORES BRONZE:**



## USO DO ALGORITMO SIMULATED ANNEALING MODIFICADO PARA OTIMIZAÇÃO DE MUROS DE CONTENÇÃO

**Carlos Millán Páramo, M.Sc.**

Doutorando do Curso de Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná,  
Curitiba, Brasil  
elmillan5@hotmail.com

**Jair Arrieta Baldovino, B.Sc.**

Mestrando do Curso de Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná,  
Curitiba, Brasil  
yaderbal@hotmail.com

**Resumo.** Na engenharia geotécnica, a técnica de otimização de estruturas de contenção de solos vem sendo empregada com sucesso. Assim, esta pesquisa tem como objetivo desenvolver um procedimento para o design de muros de arrimo rígido do tipo flexão com a utilização do Algoritmo Simulated Annealing Modificado (ASAM), baseado no procedimento da norma ACI 318-05. Desta maneira, procura-se obter com o algoritmo as dimensões do muro e as quantidades de reforço que tornam o design da estrutura com o menor peso possível, usando como referência para a presente pesquisa o estudo de problemas validados mediante o uso de variáveis contínuas e variáveis discretas, cumprindo assim as necessidades geotécnicas e estruturais do muro no procedimento desenvolvido. Os resultados demonstram a eficiência do uso do ASAM na otimização deste tipo de estruturas de contenção de solos.

**Palavras-chave:** Muros de contenção, algoritmo, otimização.

### 1. INTRODUÇÃO

Os muros de flexão são um dos sistemas de contenção de solos mais sucedidos entre as diferentes categorias de muros de arrimo. O design de muros de flexão deve satisfazer as necessidades geotécnicas, estruturais e econômicas (Babu e Basha, 2006). O design

ótimo de muros de flexão tem muitos estudos anteriores, enquanto os modelos matemáticos junto com os procedimentos propostos nos designs objetivos sempre vão ser uma ferramenta fundamental na área geotécnica (Gandomi *et al*, 2015).

Existem métodos metaheurísticos relativamente novos para o design de muros, como por exemplo, o SA (*Simulated Annealing*), o PSO (*Particle Swarm Optimization*), o FA (*Firefly Algorithm*) e os AG (Algoritmos Genéticos). Um dos requerimentos mais importantes para levar a cabo uma boa pesquisa é o uso de algoritmos metaheurísticos, porque eles mantêm um equilíbrio adequado entre a diversificação e a intensificação. A diversificação é a exploração do espaço de busca, enquanto a intensificação é a exploração das melhores soluções encontradas (Talbi, 2009).

O Algoritmo *Simulated Annealing Modificado* é baseado em um processo de enfreamento de metais usando o *Simulated Annealing* (SA) clássico, mas tem outras características fundamentais (exploração preliminar, passo de busca e probabilidade de aceitação) que fazem diferença com esse (Millán *et al*, 2014).

Assim, esta pesquisa busca usar o ASAM para a otimização de muros de flexão, enquanto seja comprovada sua eficiência para encontrar o menor peso possível (concreto mais aço de reforço) destas estruturas de contenção de solos, e desta

maneira, atingir de forma objetiva a confiabilidade no algoritmo. Na primeira parte do documento se mostra a descrição do problema baseado em muros de flexão, em seguida, se descreve o algoritmo ASAM, os fundamentos dele e os parâmetros que fazem controle sobre ele. Para fazer a demonstração e validação do algoritmo, dois problemas de referências relacionados com o *design* de muros de flexão são analisados.

## 2. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

Na Figura 1 se mostra um muro de flexão modelado com 12 variáveis de *design*: largura da base (X1), largura do pé (X2), largura da parte inferior da parede do muro (X3), largura da parte superior da parede do muro (X4), espessura da base (X5), distância desde o pé e a frente do dente do muro (X6), largura do dente (X7), espessura do dente (X8), aço de reforço vertical da parede do muro (R1), aço de reforço horizontal do pé e do talão (R2 e R3, respectivamente) e o aço de reforço vertical do dente (R4).

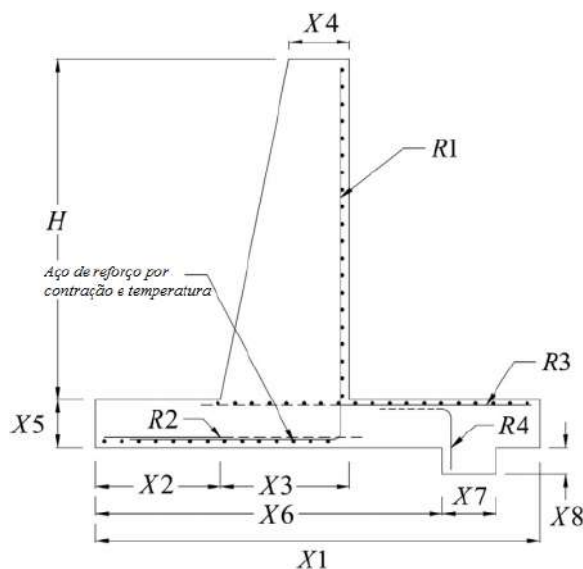


Figura 1. *Design* de variáveis do muro de flexão

As variáveis X1 até X8 representam a geometria do muro, e as variáveis R1 até R4 representam o aço de reforço. As variáveis X1 até X8 se definem como contínuas, enquanto que as variáveis desde R1 até R4

se consideram como um conjunto de valores discretos, como mostra a Tabela 1. Utilizou-se um total de 223 combinações de reforço ( $\eta$ ) para representar entre 3 e 28 barras de aço com diâmetros desde 10 até 30mm uniformemente espaçadas (Camp e Alkin, 2012). O *design* do muro de flexão se divide em duas etapas: A) *design* geotécnico e B) *design* estrutural. Na primeira etapa do procedimento (etapa A), deve-se verificar a segurança ao tombamento, deslizamento e capacidade da carga da base do muro. Na etapa B, a etapa do *design* estrutural, o muro deve satisfazer os valores da força cortante e do momento na parede, no pé, no talão e no dente.

Tabela 1. Propriedades do aço de reforço para as variáveis R1 até R4

Combinação ( $\eta$ )	Aço de Reforço		Área (cm <sup>2</sup> )
	Quantidade	Tamanho da Barra (mm)	
1	3	10	2,356
2	4	10	3,142
3	3	12	3,393
4	5	10	3,927
5	4	12	4,524
...	...	...	...
221	16	30	113,097
222	17	30	120,165
223	18	30	127,234

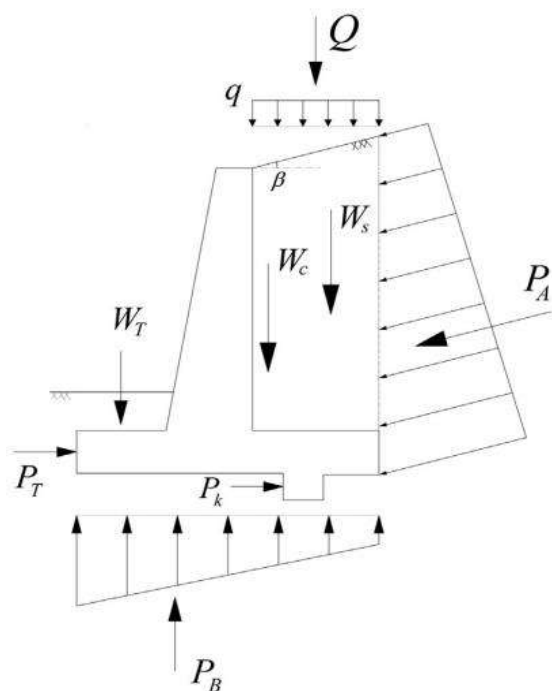
A figura 2 apresenta todas as forças atuantes sobre o muro de arrimo de flexão. A força resultante da pressão ativa  $P_A$ , a força resultante da pressão passiva de terras na parte do pé  $P_T$ , a força resultante da pressão passiva de terras no dente do muro  $P_K$ ; depois a força resultante da pressão sobre a base  $P_B$ , a sobrecarga distribuída sobre o aterro  $q$  (onde  $Q$  é a resultante da sobrecarga); e por último  $W_C$ , que é o peso combinado de todas as seções do muro; o peso do solo em cima do pé  $W_T$  e o peso do solo de aterro  $W_S$ . Os coeficientes de pressão ativa e passiva usados para a análise geotécnica estão baseados na teoria de Rankine (Das, 1994), usando as Equações (1) e (2).



$$K_a = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \quad (1)$$

$$K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2)$$

Onde  $\beta$  é o ângulo de inclinação do aterro e  $\phi$  é o ângulo de atrito do solo do aterro. O *design* geotécnico está baseado na metodologia de Braja Das (Das, 1994) da seguinte maneira:



**Figura 2.** Forças que atuam sobre o muro de flexão

**Requerimentos Geotécnicos.** O fator de segurança ao tombamento  $FS_0$  do muro está estabelecido da seguinte forma:

$$FS_0 = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} \quad (3)$$

Onde  $\sum M_R$  é o somatório dos momentos que tendem ou tornam a tombar o muro e  $\sum M_O$  é o somatório dos momentos que tendem a evitar o tombamento. O fator de segurança ao deslizamento  $FS_s$  está expresso por:

$$FS_s = \frac{\sum F_R}{\sum F_D} \quad (4)$$

Onde  $\sum F_R$  é a somatória das forças de resistência horizontais contra o deslizamento e  $\sum F_D$  a somatória das forças horizontais que favorecem o deslizamento, as quais são definidas pelas equações (5) e (6):

$$\sum F_R = (\sum W_{wall}) \tan \left( \frac{2\phi_{base}}{3} \right) + \frac{2BC_{base}}{3} + P_p \quad (5)$$

$$\sum F_D = P_a \cos\beta \quad (6)$$

De onde  $\sum W_{wall}$  é o peso total do muro,  $\phi_{base}$  é o ângulo de atrito interno do solo de fundação,  $B$  é a largura da base,  $C_{base}$  é a coesão do solo de fundação,  $P_a$  é a força ativa e  $P_p$  a força passiva expressada pela Equação (7), que depende da profundidade de solo na frente do muro  $D1$ .

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_{base} D1^2 K_p + 2C_{base} D1 \sqrt{K_p} \quad (7)$$

O fator de segurança de capacidade de carga da base  $FS_B$  é definido pela capacidade última de suporte do solo de fundação  $q_u$  e pela máxima pressão atuante embaixo da fundação  $q_{max}$ , mediante a equação (8).

$$FS_B = \frac{q_u}{q_{max}} \quad (8)$$

O  $q_{max}$  é definido pela Equação (9), onde também pode ser expressa a menor pressão atuante embaixo da fundação  $q_{min}$ :

$$q_{min}^{max} = \frac{\sum V}{B} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad (9)$$

O  $\sum V$  é a somatória de todas as forças verticais e  $e$  é a excentricidade resultante do sistema de forças, e é calculada da seguinte maneira:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_O}{\sum V} \quad (10)$$

**Requerimentos de resistência estruturais.** Dentro de requerimentos de resistências estruturais no muro, pode-se dividir o tema em duas partes: momentos e forças cortantes. Os momentos e forças cortantes resistentes devem ser iguais ou maiores que os atuantes. Baseado na ACI 318-05 (ACI, 2005), pode-se calcular a resistência à flexão usando a equação (11):

$$M_n = \phi f_y A_s \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (11)$$

Onde  $\phi$  é o coeficiente de resistência nominal (igual a 0,9),  $A_s$  é a área de aço de reforço,  $f_y$  é o esforço de fluência do aço,  $d$  é a distância desde a superfície de compressão ao centroide do esforço de tensão e  $a$  é a profundidade do bloco de tensões. A resistência cortante é calculada seguindo a equação (12):

$$V_n = \phi 0.17 \sqrt{f_c} b d \quad (12)$$

Onde  $\phi$  é o coeficiente de resistência nominal (igual a 0,75),  $f_c$  é a resistência à compressão do concreto, e  $b$  e  $d$  são as dimensões da seção.

### 3. OTIMIZAÇÃO

Geralmente, os problemas de otimização minimizam uma função objetivo  $f(x)$ , sujeita às seguintes restrições:

$$g_i(x) \leq 0 \quad i=1,2,\dots,p$$

$$h_j(x) \leq 0 \quad j=1,2,\dots,m$$

$$L_k \leq X_k \leq U_k \quad k=1,2,\dots,m \quad (13)$$

Onde  $g(x)$  são restrições de desigualdade,  $h(x)$  são restrições de igualdade,  $L$  e  $U$  são os limites das variáveis. Nesta seção são descritas a função objetivo e as restrições usadas no presente estudo.

**Função objetivo.** Com o fim de obter um *design* ótimo usando técnicas metaheurísticas, é necessário definir uma

função objetivo  $f(x)$ . No presente trabalho se usou a proposta de Saribaş (Saribaş e Erbatur, 1996) que está em função do peso dos materiais.

$$f_{\text{peso}} = W_{st} + 100 V_c \gamma_c \quad (14)$$

Onde  $\gamma_c$  é o peso unitário do concreto; e se utiliza o fator 100 para a consistência de unidades (Saribaş e Erbatur, 1996).

### 3.1 Restrições

O *design* de muros de arrimo seguros e estáveis baseados na ACI 318-05 requer satisfazer certas condições relacionadas com a estabilidade, capacidade e geometria do muro (Camp e Alkin, 2012).

**Restrições de estabilidade.** As equações (15)-(17) definem a estabilidade do muro de arrimo:

$$FS_0 \geq FS_{0\text{design}} \quad (15)$$

$$FS_S \geq FS_{S\text{design}} \quad (16)$$

$$FS_B \geq FS_{B\text{design}} \quad (17)$$

Onde  $FS_{0\text{design}}$ ,  $FS_{S\text{design}}$ ,  $FS_{B\text{design}}$  são os fatores de seguridade prescritos para o volcamento, deslizamento e capacidade de carga.

**Restrições de capacidade.** Cada seção do muro de arrimo deve ter capacidade de resistir às cargas efetivas. Dois critérios são propostos de acordo com a ACI 318-05 (ACI, 2005),

$$M_n \geq M_d \quad (18)$$

$$V_n \geq V_d \quad (19)$$

Onde  $M_d$  e  $V_d$  são o momento e a força cortante solicitados, respectivamente, e  $M_n$  e  $V_n$  são o momento e a força nominal, considerando as forças atuantes na parede do muro e as atuantes na base do mesmo.

Além disso, se devem cumprir com as limitações no reforço:

$$\rho_{\min} = 0.25 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} \geq \frac{1.4}{F_y} \quad (20)$$

$$\rho_{\max} = 0.85\beta_1 \frac{f_c}{f_y} \left( \frac{600}{600+f_y} \right) \quad (21)$$

Onde  $\rho_{\min}$  e  $\rho_{\max}$  são as quantias mínima e máxima de aço, respectivamente;  $f_c$  a resistência à compressão do concreto;  $f_y$  o esforço de fluência do aço e  $\beta_1$  é calculado com a seguinte equação de acordo com a norma ACI 318-05:

$$\left\{ \begin{array}{l} f_c \leq 30 \text{MPa} \quad \beta_1 = 0.85 \\ f_c > 30 \text{MPa} \quad \beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7} (f_c - 30) \geq 0.65 \end{array} \right. \quad (22)$$

**Restrições de geometria.** As restrições de geometria consistem em restrições de limites e de desigualdade definidas para produzir *designs* práticos. Para o presente estudo, um conjunto de valores contínuos se considerou para as variáveis X1 até X8 (como se apresenta na Figura 1), e um conjunto de valores discretos se considerou para as variáveis R1 até R4 (como se apresenta na Tabela 1). Para se definir as dimensões do muro não factíveis, são usadas as seguintes restrições de desigualdade de Camp (Camp e Alkin, 2012):

$$X1 \geq X2 + X3 \quad (23)$$

$$X1 \geq X6 + X7 \quad (24)$$

#### 4. ALGORITMO SIMULATED ANNEALING MODIFICADO

Antes de sintetizar as características do Algoritmo *Simulated Annealing* Modificado (ASAM), descreve-se brevemente o seu funcionamento básico. *Simulated Annealing* básico (SA) começa com um determinado estado S. Através de um processo único cria

um estado vizinho S' ao estado inicial. Se a avaliação do S' é menor que o S, muda o estado S por S'. Se a avaliação de S' é maior do que S, escolhe-se S' em vez de S, com certa probabilidade que depende da diferença das avaliações e da temperatura do sistema T. A probabilidade de aceitar um estado pior é calculada pela seguinte equação:

$$P(\Delta f, T) = e^{(\Delta f/T)} \quad (25)$$

Onde P é a probabilidade de aceitar o novo estado;  $\Delta f$  é a diferença das avaliações da função para cada estado; T é a temperatura do sistema; e é o número de Euler.

Inicialmente, com grandes valores para T, frequentemente as soluções são aceitas com um valor da função objetivo maior, conforme o valor de T diminui, tais tipos de soluções são raramente aceitos, e quando T se aproxima de zero, somente aquelas soluções que melhoram a anterior são aceitas. A função de redução de temperatura mais utilizada é  $T_{k+1} = T_k \cdot \alpha$ , onde  $T_{k+1}$  é o novo valor de T,  $T_k$  corresponde ao valor prévio de T e  $\alpha$  é uma constante que está no intervalo [0.8-0.99].

SA começa com uma solução inicial escolhida aleatoriamente no espaço de busca e compara com outra solução que também é estocasticamente selecionada no espaço de busca, o que afeta o algoritmo quando tem funções altamente dimensionais e modais, gerando tempos maiores de buscas e soluções subótimas. Além disso, a probabilidade de aceitação de uma solução inadequada está em um intervalo entre 0 e 1, podendo em temperaturas iniciais fazer que o algoritmo aceite um grande número de soluções de menor qualidade (aumentando o risco de ficar preso em um ótimo local). Neste contexto, o algoritmo ASAM tem três características fundamentais que o tornam diferente em comparação com *Simulated Annealing* clássico. Estas características são:

**Exploração Preliminar.** Nesta fase o algoritmo executa um varrimento no espaço de busca e está dado pela seguinte matriz:

$$X_{P \times N} = I_{P \times N} X_{\min} + \text{rand}_{P \times N} (X_{\max} - X_{\min}) \quad (26)$$

Onde P são os números de pontos (estados) que são desejados no espaço de busca; N é o número de dimensões do problema;  $I_{P \times N}$  é a matriz de identidade de tamanho;  $X_{\min}$  é o limite inferior do problema; e  $X_{\max}$  é o limite superior do problema. Para começar o processo de otimização com ASAM, todos os pontos gerados com (26) são avaliados na função objetivo do problema e o menor valor (no caso de procurar o valor mínimo da função) é escolhido como o ponto inicial de busca.

**Passo de Busca.** A partir do ponto de partida determinado na etapa anterior, gera-se um passo de busca para determinar o estado vizinho. Este passo depende de um raio de ação que diminui gradualmente à medida que a temperatura do sistema diminui. A transição de ponto inicial ao novo ponto (passo de busca) é realizada por a adição de números aleatórios que estão entre zero e o valor do raio. Isso permite que o algoritmo execute uma exploração global a altas temperaturas e uma exploração local a baixas temperaturas, dando um equilíbrio entre a exploração e exploração do algoritmo.

$$R_{i+1} = R_i \cdot \alpha \quad (27)$$

Onde  $R_i$  é o raio inicial; e  $\alpha$  é o coeficiente de redução do raio.

**Probabilidade de Aceitação.** Nesta proposta, a probabilidade de aceitação de uma solução (estado) pior é dada por:

$$P = 1 / (1 + e^{-(\Delta f / T)}) \quad (28)$$

Onde P é a probabilidade de aceitar o novo estado;  $\Delta f$  a diferença das avaliações da função para cada estado; T a temperatura do sistema; e  $e$  é o número de Euler. Esta probabilidade está em um intervalo entre 0 e 1/2, permitindo ao algoritmo ter um intervalo de aceitação menor de soluções piores. Em resumo, as três modificações propostas em ASAM têm a finalidade de melhorar a exploração inicial, permitir um balanço entre a exploração inicial e final e controlar a convergência na fase final de busca (Millán *et al*, 2014).

## 5. PROBLEMAS NUMÉRICOS

Para a validação do desempenho e do trabalho do ASAM, dois problemas exemplo propostos por Saribaş (Saribaş e Erbatur, 1996) foram analisados. O desvio padrão se usou para medir a precisão e a estabilidade do método. Diz-se que um método heurístico de otimização é estável e preciso se seu desvio padrão é baixo. O algoritmo se pode catalogar como robusto quando se é aplicado em diferentes problemas e apresenta uma eficiente precisão. No presente trabalho, cada corrida do algoritmo foi feita 100 vezes (Gandomi *et al*, 2015); e o valor da função, o pior valor da função, a meia e o desvio padrão dos valores são reportados. A implementação do algoritmo foi realizada no Matlab®, usando um sistema operacional Windows 7 (equipamento Intel Core i7-2.4 GHz, 8 GB de memória RAM).

**Problema 1.** Para o problema 1, o dente não está incluído no *design* do muro. Os valores usados para o Problema 1 estão indicados na Tabela 2. Os limites de valores para as variáveis são apresentados na Tabela 3. A Tabela 4 lista os resultados das variáveis de *design*, o pior, o melhor, meia e desvio padrão (DP) dos *designs* encontrados com o ASAM, comparados com o autor Camp (Camp e Alkin, 2012), que usou o algoritmo Big Bang-Big Crunch (BB-BC). A convergência do algoritmo se mostra na Figura 3.

Tabela 2. Parâmetros para os Problemas 1 e 2.

Parâmetro	Símbolo	Valor		Unidade
		Problema 1	Problema 2	
Altura do muro	$H$	3,0	4,5	m
Esforço de fluência do aço	$f_y$	400	400	MPa
Esforço de compressão do concreto	$f_c$	21	21	MPa
Recobrimento do concreto	$CC$	7	7	m
Quantidade de aço por contração e temperatura	$\rho_{ST}$	0,002	0,002	-
Sobrecarga	$q$	20	30	kPa
Ângulo de inclinação do aterro	$\beta$	10	0	°
Ângulo de atrito do solo do aterro	$\phi$	36	28	°
Ângulo de atrito do aterro de fundação	$\phi'$	0	34	°
Peso específico do solo do aterro	$\gamma_S$	17,5	17,5	kN/m <sup>3</sup>
Peso específico do solo de fundação	$\gamma_S'$	18,5	18,5	kN/m <sup>3</sup>
Peso específico do concreto	$\gamma_C$	23,5	23,5	kN/m <sup>3</sup>
Coesão do solo de fundação	$C$	125	0	kPa
Altura de solo na frente do muro	$D$	0,5	0,3	m
Fator de segurança ao deslizamento	$FS_{0design}$	1,5	1,5	-
Fator de segurança ao volcamento	$FS_{Sdesign}$	1,5	1,5	-
Fator de segurança da base	$FS_{Bdesign}$	3,0	1,5	-

Tabela 3. Limite das variáveis do *design* para o Problema 1.

Variáveis	Unidade	Problema 1	
		Limite inferior	Limite superior
X1	m	1,3090	2,3333
X2	m	0,4363	0,7777
X3	m	0,2000	0,3333
X4	m	0,2000	0,3333
X5	m	0,2722	0,3333
X6	m	-	-
X7	m	-	-
X8	m	-	-
R1	-	1	223
R2	-	1	223
R3	-	1	223
R4	-	-	-

Tabela 4. Comparação dos resultados para o Problema 1

Variáveis	Camp BB-BC	Presente Trabalho
X1 (m)	1,745	1,783
X2 (m)	0,656	0,661
X3 (m)	0,200	0,200
X4 (m)	0,200	0,200
X5 (m)	0,272	0,272
R1	27-10 mm	8-18 mm
R2	10-10 mm	14-10 mm
R3	10-10 mm	10-10 mm
Melhor (kg/m)	2608,30	2608,50
Pior (kg/m)	-	2608,90
Meia (kg/m)	-	2608,70
DP (kg/m)	-	0,128

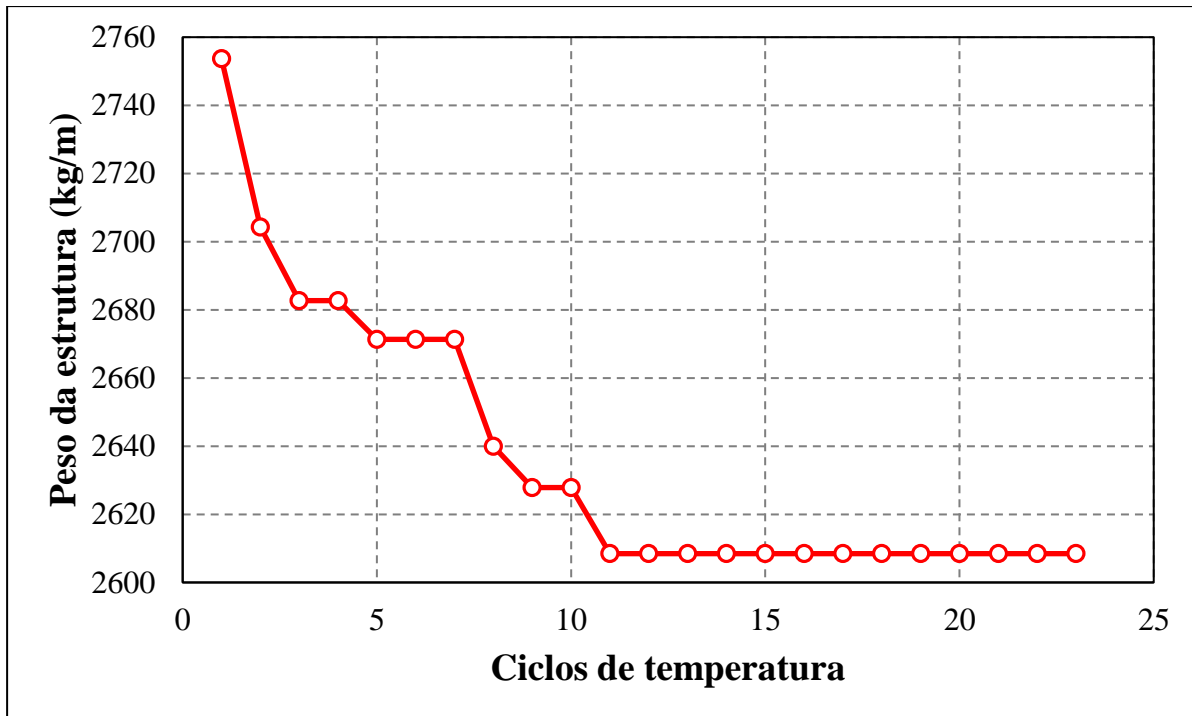


Figura 3. Convergência do Problema 1

**Problema 2.** Para o segundo problema, dois diferentes casos de *design* são considerados: um sem dente (Caso 1), e um com dente (Caso 2). Usaram-se os parâmetros propostos por Saribaş (Saribaş e Erbatır, 1996), como mostra a Tabela 2. A Tabela 5 mostra os limites das variáveis de *design*. Na série das 100 execuções, os valores das

variáveis de *design*, o melhor, o pior, a média e o DP para o Caso 1 e para o Caso 2 são apresentados na Tabela 6. Os gráficos de convergência para o Caso 1 e o Caso 2 são apresentados nas Figuras 4 e 5, respectivamente.

Tabela 5. Limite das variáveis de *design* para o Problema 2

Variáveis	Unidade	Problema 2	
		Limite inferior	Limite superior
X1	m	1,96	5,5
X2	m	0,65	1,16
X3	m	0,25	0,5
X4	m	0,25	0,5
X5	m	0,4	0,5
X6	m	1,96	5,5
X7	m	0,2	0,5
X8	m	0,2	0,5
R1	-	1	223
R2	-	1	223
R3	-	1	223
R4	-	1	223

Tabela 6. Comparação para os resultados do Problema 2

Variáveis	Camp BB-BC		Presente trabalho	
	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2
X1 (m)	4,310	3,760	4,281	3,760
X2 (m)	0,650	0,680	0,650	0,650
X3 (m)	0,410	0,410	0,409	0,409
X4 (m)	0,250	0,250	0,250	0,250
X5 (m)	0,400	0,400	0,400	0,400
X6 (m)	-	0,322	-	0,281
X7 (m)	-	0,200	-	0,200
X8 (m)	-	0,490	-	0,473
R1	22-14 mm	22-14 mm	22-14 mm	22-14 mm
R2	15-10 mm	18-10 mm	16-10 mm	20-10 mm
R3	22-14 mm	20-14 mm	24-14 mm	20-14 mm
R4	-	6-10 mm	-	6-10 mm
Melhor (kg/m)	7821,554-	7525,407-	7822,40	7524,90
Pior (kg/m)	-	-	7824,20	7526,90
Meia (kg/m)	-	-	7823,30	7525,80
DP (kg/m)	-	-	0,511	0,570

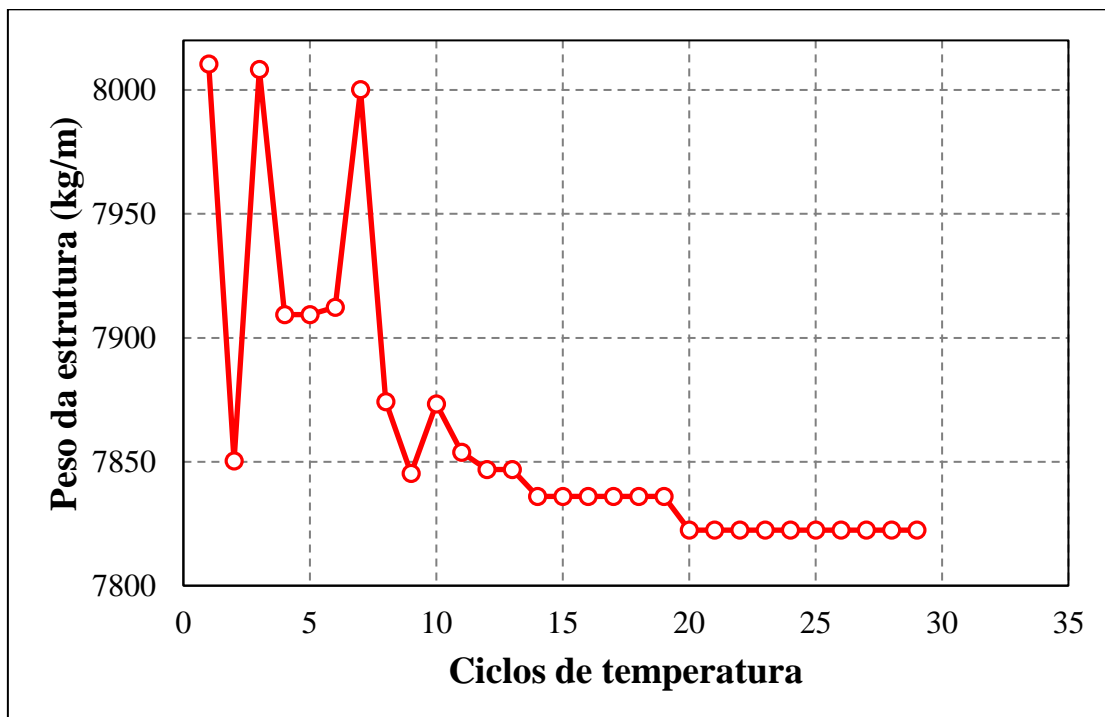


Figura 4. Convergência do Problema 2: Caso 1

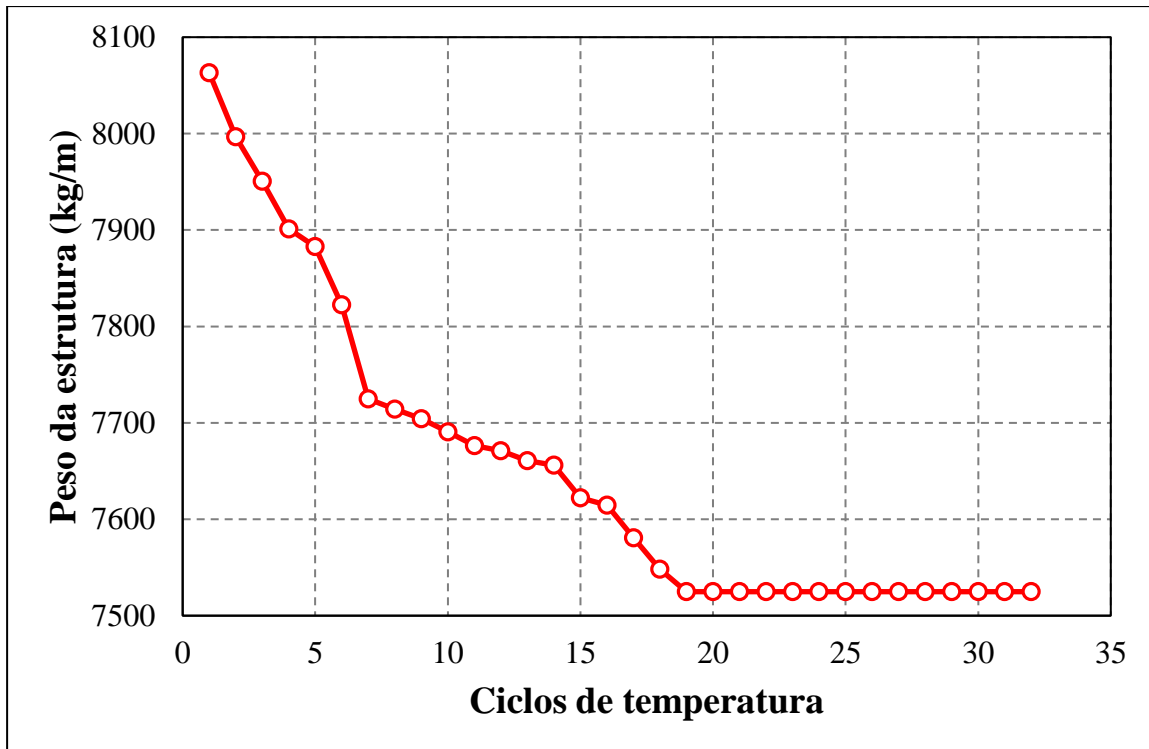


Figura 5. Convergência do Problema 2: Caso 2

Pode-se considerar o ASAM como um algoritmo de otimização robusto porque encontrou valores iguais ou melhores que os reportados por outros autores, os quais trabalharam com os problemas feitos no presente trabalho, como Camp (Camp e Alkin, 2012). O algoritmo ASAM mostra sua excelente capacidade para escapar de valores ótimos locais, pois os problemas analisados têm espaços de busca altamente não lineares e não convexos.

No Problema 1, o melhor valor encontrado pelo algoritmo foi de 2608,6 kg/m, sendo este resultado igual ao encontrado por Camp, que usou o algoritmo BB-BC. No Problema 2, para o Caso 1, o melhor valor do *design* foi de 7826,4 kg/m, sendo este 1 kg mais pesado que o apresentado por Camp; para o Caso 2, denota-se uma superioridade ao *design* apresentado por Camp, pois melhorou em 0,5 kg (7524,9 kg/m no presente trabalho e 7525,407 por Camp).

Através do ponto de vista estatístico, nos dois problemas, os valores de pior, meia e DP indicam a exatidão, precisão,

estabilidade e robustez da técnica usada para a resolução de *designs* de muros de flexão. Por último, o autor Camp não reportou valores de pior, meia e DP nos seus resultados.

#### Agradecimentos

Os autores agradecem ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR) e ao apoio da CAPES.

#### 6. REFERÊNCIAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Building code requirements for structural concrete and commentary (ACI 318-05), 2005.

BABU, G. S. AND BASHA, B. M. Inverse reliability based design optimization of



cantilever retaining walls. **In3<sup>rd</sup>. Int. ASRAN et Colloquium**, pp. 10-12, 2006.

CAMP, C.V. AND ALKIN, A. Design of Retaining Walls Using Big Bang–Big Crunch Optimization. **J. Struct. Eng.**, vol. 138, no. 3, pp. 438-448, 2012.

DAS, B. M. Principles of geotechnical engineering. Boston: **PWS Publishing**, 1994.

GANDOMI, A. H., KASHANI, A. R., ROKE, D. A., AND MOUSAVI, M. Optimization of retaining wall design using recent swarm intelligence techniques. **Engineering Structures**, 103, 72-84, 2005.

MILLAN, C; BEGAMBRE, A AND MILLAN, E. Propuesta y validación de un algoritmo Simulated annealing modificado para la solución de problemas de optimización. **Rev. int. métodos numér. cálc. diseño ing.**, Vol. 30, no. 4, p. 264–270, 2014.

SARIBAŞ, A AND ERBATUR, F. Optimization and sensitivity of retaining structures. **J. Geotech. Eng.**, vol. 122, no. 8, pp. 649-656, 1996.

TALBI, E. G. Metaheuristics: from design to implementation. **John Wiley & Sons**, vol 74, 2009.

## 7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho avaliou o desempenho do Algoritmo *Simulated Annealing* Modificado (ASAM). Todos os valores de *design* dos problemas desenvolvidos com o algoritmo foram satisfatórios quando comparados com outros autores, que fizeram o mesmo procedimento com outros algoritmos, como realizado por Camp.

Nas Tabelas 4 e 6 observam-se os resultados comparados em paralelo com esse

autor, onde se valida o trabalho feito com o ASAM. Também se deve mencionar e enfatizar a precisão, robustez e versatilidade do algoritmo usado para confrontar a diversidade de problemas, com diferentes números de variáveis e restrições, obtendo resultados satisfatórios.

## ESTABILIZAÇÃO DE UM SOLO RESIDUAL DE ARENITO BOTUCATU COM CIMENTO E FIBRA: OBTENÇÃO DE PARÂMETROS PRELIMINARES DE PROJETO DE MANEIRA SIMPLIFICADA

**Maurício Birkan Azevedo, Eng. Civil**

Mestrando em Engenharia, PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil

mauriciobazevedo@hotmail.com

**Lucas Festugato, D. Eng.**

Professor adjunto do curso de Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, Brasil

lucas@ufrgs.br

**Resumo.** *A presente pesquisa versa sobre a comparação e correlação entre ensaios de compressão simples e compressão diametral com ensaios de compressão triaxial para a determinação de parâmetros de projeto (coesão efetiva e ângulo de atrito interno efetivo) de um solo residual de arenito Botucatu estabilizado com cimento Portland e fibra de polipropileno. Conforme a teoria de Consoli (2014), parâmetros preliminares de projeto podem ser obtidos de forma simplificada, para determinado valor de razão entre porosidade ( $\eta$ ) e teor volumétrico de cimento ( $C_{iv}$ ). Uma vez que o ensaio triaxial é mais complexo e demanda mais recursos financeiros e tempo, este estudo busca uma alternativa para obtenção de parâmetros em pequenos laboratórios para materiais cimentados. Foram realizados ensaios de compressão simples, diametral e triaxial. Ao final do estudo, a teoria mostrou-se eficiente em comparação com a tradicional teoria de envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb para determinar, preliminarmente, os valores dos parâmetros.*

**Palavras-chave:** *Estabilização de solos. Fibra de polipropileno. Ensaio triaxiais.*

### 1. INTRODUÇÃO

O crescimento das cidades e o desenvolvimento econômico dos países causa diminuição de áreas disponíveis para a realização de obras de engenharia. As regiões com boas características geotécnicas para o assentamento de obras tendem a estar mais escassas com o passar dos anos. Portanto, a execução de obras sobre solos que possuem baixa resistência é um desafio para o engenheiro civil.

O desenvolvimento do transporte em larga escala nos últimos séculos exigiu grandes investimentos para o crescimento da malha rodoviária em todo o mundo. No entanto, muitas vezes essas rodovias devem atravessar regiões localizadas em solos não propícios para a construção destas. Usualmente, uma das soluções mais utilizadas é a de solos provenientes de empréstimos de outras regiões, o que pode ser limitado devido a grandes distâncias de transportes ou grande quantidade de material.

O problema também é identificado em obras verticais. Neste caso, a utilização de fundações profundas e estruturas de contenção possui grande aplicabilidade por possuírem técnicas de projeto de confiança comprovada. No entanto, essas soluções podem ser inviáveis economicamente, devido a

equipamentos específicos ou elevada quantidade de material.

Uma alternativa para contornar esses problemas é a estabilização de solos. Consoli et al. (2014) afirmam que a adição de fibra e cimento Portland é uma das técnicas utilizadas para estabilização de solos em todo o mundo e apresenta grandes vantagens econômicas e ambientais, dispensando a necessidade de empréstimo de materiais em alguns casos. Consoli et al. (2011) afirmam que o uso de materiais fibrosos para melhorar o comportamento mecânico dos solos é conhecido desde a antiguidade, porém os avanços no estudo da interação solo-fibra são recentes e demonstram eficiência no aumento da ductilidade da mistura. Segundo Ingles e Metcalf (1972), a estabilização de solos busca melhorar suas propriedades, principalmente em termos de resistência, deformabilidade, durabilidade e permeabilidade. Misturas do tipo solo-cimento são exemplos de estabilização físico-química.

O ensaio triaxial é usualmente empregado para determinar os parâmetros de resistência de um solo, coesão efetiva e ângulo de atrito interno efetivo, pela teoria de ruptura de Mohr-Coulomb. No entanto, este ensaio demanda muitos recursos financeiros e tempo, além de ser de execução complexa. Por outro lado, ensaios de compressão simples e compressão diametral determinam, respectivamente, valores de resistência à compressão e resistência à tração dos materiais e são de execução rápida, fácil e barata, além de necessitarem de equipamentos disponíveis até nos mais simples laboratórios.

O presente trabalho objetiva comparar os resultados dos ensaios de compressão simples e compressão diametral com o ensaio de compressão triaxial, para a mistura estudada, a fim de obter valores preliminares de coesão efetiva e ângulo de atrito interno efetivo, utilizando a teoria desenvolvida por Consoli (2014), de maneira mais simples, rápida e de menor custo.

## **2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

A maneira como o cimento Portland e a fibra de polipropileno influenciam o comportamento de solos serão abordados sucintamente nesta seção, assim como a teoria clássica de Mohr-Coulomb.

### **2.1 Influência do cimento Portland**

Segundo Vendruscolo (1996), o cimento produz reações primárias e secundárias ao ser misturado com um solo. Os produtos das reações primárias são responsáveis pela cimentação de solos granulares, enquanto os produtos das reações secundárias são responsáveis pela cimentação de solos predominantemente argilosos. O autor afirma que em solos, a função do cimento é semelhante à sua função no concreto, com a diferença de que no concreto o cimento envolve as partículas granulares, enquanto no solo os grãos finos envolvem as partículas de cimento.

Consoli et al. (2009) concluíram que mesmo pequenos teores de cimento são capazes de elevar significativamente a resistência de pico e a rigidez inicial de um solo.

### **2.2 Influência da fibra de polipropileno**

Festugato (2008) afirma que as misturas reforçadas com fibra são influenciadas por fatores relacionados à matriz (como o índice de vazios e a granulometria) e por fatores relacionados à fibra (como o comprimento e a espessura).

Consoli et al. (2003) realizaram um trabalho de campo comparando camadas de solo-cimento e solo-cimento-fibra submetidas a ensaios de placa. Os autores concluíram que as fibras de polipropileno possuem a capacidade de reduzir a fragilidade do sistema solo-fundação, aproximando o solo de um comportamento dúctil. Além disso, as fibras diminuem a formação de trincas de tração e

permitem um maior espriamento de tensões. Os resultados dos parâmetros de resistência pós-pico da mistura solo-cimento-fibra foram superiores aos da mistura solo-cimento.

### 2.3 Teoria de ruptura de Mohr-Coulomb

A resistência ao cisalhamento é fundamental para analisar a estabilidade de uma massa de solo, pois caso a tensão cisalhante se iguale a essa resistência, há ruptura no ponto onde isso acontece. Como a resistência do solo acontece pela interação entre as partículas sólidas, a resistência ao cisalhamento deve ter como parâmetros de controle a coesão efetiva e o ângulo de atrito interno efetivo. Como, de acordo com o princípio da tensão efetiva, a resistência dos solos se dá apenas pelas partículas sólidas, os parâmetros de projeto e a tensão normal devem ser os efetivos. A Eq. (1) mostra como a resistência ao cisalhamento ( $\tau_f$ ) depende da coesão efetiva ( $c'$ ), do ângulo de atrito interno efetivo ( $\phi'$ ) e da tensão normal efetiva na ruptura ( $\sigma_f'$ ) (CRAIG, 2007).

$$\tau_f = c' + \sigma_f' \times \tan \phi' \quad (1)$$

Segundo a teoria de ruptura de Mohr-Coulomb, assume-se que a variação da tensão de cisalhamento é linear com a variação da tensão normal efetiva, dependendo dos valores de coesão efetiva e ângulo de atrito interno efetivo. Pode-se representar por um ponto com essas coordenadas (tensão de cisalhamento e tensão normal efetiva), assim como por semi-círculos de Mohr, definidos pelas tensões efetivas principais ( $\sigma_1'$  e  $\sigma_3'$ ), que representam os estados de tensões na ruptura. A linha que tangencia esses semi-círculos é definida como a envoltória de ruptura. A Fig. (1) ilustra a teoria da envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb (CRAIG, 2007).

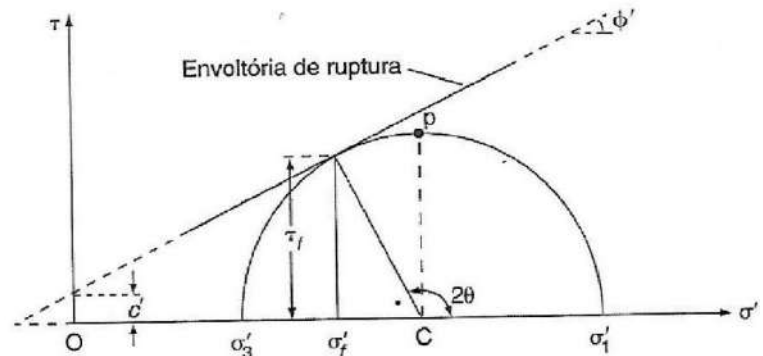


Figura 1. Envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb (CRAIG, 2007)

### 3. MATERIAIS UTILIZADOS

Este trabalho é parte de uma sequência de trabalhos realizados pelo Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental (LEGG) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). Portanto, utilizou-se para dosagem um valor intermediário da razão entre porosidade ( $\eta$ ) e teor volumétrico de cimento ( $C_{iv}$ ) realizado por Consoli et al. (2013), em um trabalho que objetivou avaliar o efeito da razão ( $\eta/C_{iv}$ ) na resistência à compressão e à tração dessa mesma mistura.

Assim sendo, utilizaram-se os seguintes valores para moldagem dos corpos de prova: massa específica aparente seca = 1,70 g/cm<sup>3</sup>; teor de umidade em relação à massa da mistura seca = 10%; massa de cimento Portland em relação à massa de solo seco = 7%; porcentagem da fibra de polipropileno = 0,5% em relação à massa seca da mistura; tempo de cura = 7 dias.

A seguir, serão caracterizados os materiais utilizados na pesquisa.

#### 3.1 Solo residual de arenito Botucatu

O solo residual de arenito Botucatu utilizado nesta pesquisa é um dos materiais mais utilizados pelo LEGG para suas pesquisas, sendo obtido na região metropolitana de Porto Alegre. A importância do estudo deste solo se dá pelo fato de ele

estar presente em boa parte do estado do Rio Grande do Sul, incluindo regiões de grande importância econômica, além de possuir baixa capacidade de suporte, estimulando o estudo de processos de estabilização que possam melhorar seu comportamento.

Foppa (2005) caracterizou o solo residual de arenito Botucatu como uma areia fina, siltosa, desuniforme e medianamente plástica. As propriedades físicas do solo avaliadas por este autor podem ser visualizadas na Tabela 1.

Tabela 1. Propriedades físicas do solo residual de arenito Botucatu (FOPPA, 2005)

PROPRIEDADES	VALORES
Limite de Liquidez (LL)	23%
Limite de Plasticidade (LP)	13%
Índice de Plasticidade (IP)	10%
Densidade Real dos Grãos (G)	2,64
% de Areia Média ( $0,2 < \phi < 0,6$ mm)	16,2%
% de Areia fina ( $0,06 < \phi < 0,2$ mm)	45,4%
% de Silte ( $0,002 < \phi < 0,06$ mm)	33,4%
% de Argila ( $\phi < 0,002$ mm)	5,0%
Diâmetro Efetivo ( $D_{10}$ )	0,0032 mm
Coefficiente de Uniformidade ( $C_u$ )	50

### 3.2 Cimento Portland

O cimento Portland utilizado na pesquisa foi do tipo CP-V-ARI. A escolha deste tipo de cimento se deu devido ao fato de ser um material de alta resistência inicial, permitindo que o tempo de cura de 7 dias fosse suficiente para uma boa estabilização do solo. Segundo a Associação Brasileira de Cimento Portland (2002), este cimento atinge 80% de sua resistência ao final de 7 dias. A massa específica real dos grãos de cimento foi definida no trabalho de Lopes Junior (2007) e é de  $3,15 \text{ g/cm}^3$ . O cimento utilizado na

pesquisa é da marca Cimpor, fabricado em Nova Santa Rita, no Rio Grande do Sul.

### 3.3 Fibra de Polipropileno

As fibras de polipropileno, de grande utilização na indústria têxtil, possuem a propriedade de reduzir a fragilidade do material, aproximando a mistura de um comportamento dúctil, ao invés do frágil e minimizar fissuras de tração.

As fibras de polipropileno utilizadas nas misturas neste trabalho possuem 24 milímetros de comprimento e 0,023 milímetros de diâmetro e foram fabricadas pela Fitesa Fibras e Filamentos Ltda., sendo destinadas também para o uso em concreto, com funções semelhantes às suas funções no melhoramento de solos. Antes das misturas, as fibras foram previamente desfiadas, a fim de tornar a mistura mais homogênea.

### 3.4 Água

A água utilizada para atingir o teor de umidade amostral na moldagem dos corpos de prova foi destilada em laboratório. No entanto, a água utilizada para saturação dos corpos de prova para os ensaios de compressão simples e compressão diametral foi obtida da rede pública de abastecimento.

## 4. MÉTODOS DE ENSAIOS

Esta seção abordará os procedimentos experimentais realizados nesta pesquisa, desde a moldagem até a realização dos ensaios.

### 4.1 Moldagem dos corpos de prova

A moldagem dos corpos de prova iniciava-se com a separação das quantidades de cada material. A mistura era feita inicialmente com solo e cimento até atingir a homogeneização, para então misturar a água novamente até a homogeneização e, por último, as fibras de polipropileno desfiadas. A

adição das fibras por último é importante para evitar que ocorra a flutuação delas, fenômeno não desejado.

Posteriormente, os corpos de prova eram moldados em um molde metálico tripartido de 50 milímetros de diâmetro e 100 milímetros de altura, conforme Fig. (2). A moldagem era realizada por compactação em três camadas, sendo que, entre elas, era necessário realizar escarificação para melhorar a aderência entre as sucessivas camadas. Ao final, as amostras eram armazenadas em um saco plástico, onde permaneceriam durante o tempo de cura em temperatura ambiente controlada a 23 graus Celsius. Os corpos de prova que seriam rompidos nos ensaios de compressão simples e compressão diametral eram removidos do saco plástico e imersos em um recipiente com água 24 horas antes do rompimento, para se aproximar das condições de saturação e minimizar efeitos da sucção. Trabalhos como o de Dalla Rosa (2009) comprovam eficiência de tal procedimento.



Figura 2. Molde metálico tripartido montado

Os corpos de prova eram considerados aptos para os ensaios se atendessem aos seguintes critérios em relação aos valores de

dosagem previamente estipulados: massa específica aparente seca entre 99% e 101%; teor de umidade com variação de mais ou menos 0,5%; diâmetro de mais ou menos 0,5 mm; altura de mais ou menos 1,0 mm.

#### 4.2 Ensaios de compressão simples e diametral

Os ensaios de resistência à compressão simples e resistência à compressão diametral objetivam obter, respectivamente, os valores de resistência à compressão ( $q_u$ ) e resistência à tração ( $q_t$ ) das amostras.

Foppa (2005) salienta que são ensaios fundamentais para avaliar a eficiência de solos artificialmente cimentados, sendo ensaios de execução rápida e fácil.

Para ambos os ensaios, utilizou-se uma prensa automática com capacidade de 100 kN e um anel dinamométrico calibrado com capacidade de 10 kN, com uma resolução de 0,005 kN (0,5 kgf). A velocidade de deformação da prensa foi de aproximadamente 1,14 mm por minuto.

O critério de aceitação dos resultados desses ensaios para cada corpo de prova seguiu as recomendações da NBR 12253 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1992). A Norma salienta que, para três corpos de prova de dosagem idêntica, só podem ser considerados valores que se encontrem dentro da faixa de variação de 10% para mais ou para menos da média entre eles. Esse valor é referente à carga máxima registrada no ensaio.

A Fig. (3) ilustra o ensaio de resistência à compressão simples, enquanto a Fig. (4) ilustra o ensaio de resistência à compressão diametral.





Figura 3. Ensaio de resistência à compressão simples



Figura 4. Ensaio de resistência à compressão diametral

### 4.3 Ensaio de compressão triaxial

Foram realizados ensaios de compressão triaxial do tipo consolidado isotropicamente dreando (CID), em trajetórias de tensões convencionais.

As tensões confinantes efetivas utilizadas foram de 20 kPa, 100 kPa e 200 kPa. A taxa de deslocamento foi controlada em 1 mm/hora em um equipamento da marca Geonor, que permite monitorar a pressão confinante no corpo de prova por dois transdutores de pressão acoplados à câmara triaxial. A medição de carregamento era realizada por meio de um célula de carga com resolução de 0,005 kN, externa à câmara triaxial.

Os corpos de prova eram isolados lateralmente por uma membrana de látex, de forma que não ocorra contato direto com a água que exerce a pressão confinante. Na base e no topo do corpo de prova eram posicionadas pedras porosas e papéis filtro com as funções de evitar caminhos preferenciais e filtrar. As etapas do ensaio foram as seguintes: montagem, percolação, saturação, consolidação e cisalhamento.

A Fig. (5) demonstra o equipamento utilizado, enquanto a Fig. (6) demonstra um corpo de prova após o cisalhamento.



Figura 5. Equipamento do ensaio de resistência à compressão triaxial



Figura 6. Corpo de prova após ensaio de compressão triaxial

## 5. ABORDAGEM DE CONSOLI (2014)

Consoli (2014) sugere uma nova abordagem para determinação dos parâmetros de projeto de solos, fundamentais para qualquer obra geotécnica, seja ela de fundações, estabilidade de taludes, aterros, entre outras. Os parâmetros de coesão efetiva e ângulo de atrito interno efetivo costumam ser de difícil definição, exigindo ensaios de alta complexidade, caros e demorados, como o ensaio de compressão triaxial previamente descrito. Além disso, o equipamento utilizado não possui a mesma disponibilidade de equipamentos mais simples, como o utilizado para os ensaios de compressão simples e compressão diametral.

Dessa forma, Consoli (2014) determinou um modelo alternativo, válido para materiais cimentados, que poderia permitir o uso dos ensaios de resistência à compressão simples e

resistência à compressão diametral, em nível preliminar de projeto, para avaliar valores de ângulo de atrito interno efetivo e coesão efetiva. Com isso, torna-se possível a obtenção de tais parâmetros, essenciais para calcular a resistência ao cisalhamento, com base na teoria de ruptura de Mohr-Coulomb.

A teoria de Consoli (2014) consiste em utilizar o estado de tensão principal na ruptura dos ensaios de compressão simples e diametral, plotando no gráfico de tensão cisalhante ( $\tau$ ) versus tensão normal efetiva ( $\sigma'$ ), conforme apresentado na Fig. (7). Para o ensaio de resistência à compressão simples, a tensão efetiva principal menor ( $\sigma_3'$ ) e a tensão efetiva principal maior ( $\sigma_1'$ ) são  $\sigma_{3c}'=0$  e  $\sigma_{1c}'=\sigma_c$ , respectivamente. Para o ensaio de resistência à compressão diametral esses valores são:  $\sigma_{3t}'=\sigma_t$  e  $\sigma_{1t}'=-3\sigma_t$ , respectivamente. Tais relações foram baseadas em Jaeger et al. (2007) e podem ser visualizadas na Fig. (7).

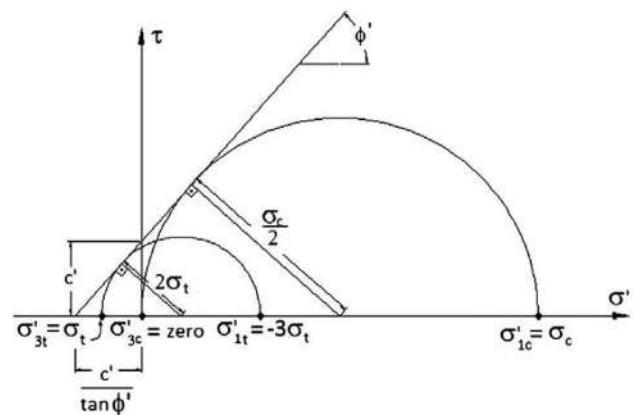


Figura 7. Envoltória de resistência de Mohr-Coulomb segundo a abordagem de Consoli (2014) para ensaios não confinados

Da Fig. (7), através de uma relação de triângulos, pode-se obter a Eq. (2) e a Eq. (3), para o ensaio de resistência à compressão simples e o ensaio de resistência à compressão diametral, respectivamente, onde  $\sigma_c$  é a resistência à compressão e  $\sigma_t$  é a resistência à tração. Com essas equações, é possível avaliar



os valores de coesão efetiva e ângulo de atrito interno efetivo.

$$\text{sen } \phi' = \frac{\frac{\sigma_c}{2}}{\left(\frac{\sigma_c}{2} + \frac{c'}{\tan \phi'}\right)} \quad (2)$$

$$\text{sen } \phi' = \frac{2 * \sigma_t}{\left(\sigma_t + \frac{c'}{\tan \phi'}\right)} \quad (3)$$

Substituindo o termo  $[c' / (\tan \phi')]$  da Eq. (2) na Eq. (3) e rearranjando em termos de  $(\text{sen } \phi')$ , a Eq. (4) pode ser obtida.

$$\text{sen } \phi' = \left(\frac{\sigma_c - 4 * \sigma_t}{\sigma_c - 2 * \sigma_t}\right) \quad (4)$$

Portanto, desenvolvendo a Eq. (4), pode-se determinar o valor do ângulo de atrito interno efetivo pela Eq. (5).

$$\phi' = \arcsen \left(\frac{\sigma_c - 4 * \sigma_t}{\sigma_c - 2 * \sigma_t}\right) \quad (5)$$

Por fim, substituindo o valor do ângulo de atrito interno efetivo da Eq. (5) na Eq. (2) e, rearranjando em termos de  $c'$ , é possível obter a Eq. (6) para determinação da coesão efetiva.

$$c' = \frac{\sigma_c * \left[1 - \left(\frac{\sigma_c - 4 * \sigma_t}{\sigma_c - 2 * \sigma_t}\right)\right]}{2 * \cos \left[\arcsen \left(\frac{\sigma_c - 4 * \sigma_t}{\sigma_c - 2 * \sigma_t}\right)\right]} \quad (6)$$

Diversos estudos realizados com misturas solo-cimento concluíram que os valores de resistência à compressão simples e resistência à tração dependem da razão entre porosidade ( $\eta$ ) e teor volumétrico de cimento ( $C_{iv}$ ). Esses estudos também concluíram que a razão entre resistência à tração e resistência à compressão simples é aproximadamente constante e definida por um escalar ( $\xi$ ), independente de  $\eta/C_{iv}$ . Portanto, estudos de dosagens podem concentrar-se em resistência à compressão

simples ou resistência à compressão diametral, pois, uma vez definido o valor do escalar  $\xi$ , eles são interdependentes. Essas conclusões foram realizadas, por exemplo, para misturas de solo residual de arenito Botucatu com cimento Portland nos experimentos de Consoli et al. (2013).

Portanto, assumindo que  $\sigma_t = \xi * \sigma_c$ , e rearranjando a Eq. (5) e a Eq. (6), podem ser definidas a Eq. (7) e a Eq. (8), onde para um dado solo misturado com um agente cimentante,  $\xi$  é um escalar. O ângulo de atrito interno efetivo é constante e independente de  $\sigma_t$ ,  $\sigma_c$ , do teor de agente cimentante e da relação porosidade/teor volumétrico de agente cimentante, sendo função apenas do escalar  $\xi$ ; já a coesão efetiva é função do escalar  $\xi$  e de  $\sigma_c$ .

$$\phi' = \arcsen \left(\frac{1 - 4 * \xi}{1 - 2 * \xi}\right) \quad (7)$$

$$c' = \frac{\sigma_c * \left[1 - \left(\frac{1 - 4 * \xi}{1 - 2 * \xi}\right)\right]}{2 * \cos \left[\arcsen \left(\frac{1 - 4 * \xi}{1 - 2 * \xi}\right)\right]} \quad (8)$$

## 6. ANÁLISE DE DADOS E RESULTADOS

Consoli et al. (2013) obtiveram a Eq. (9) e a Eq. (10) para resistência à compressão simples e resistência à tração, respectivamente, em função do valor de  $\eta/C_{iv}$  para a mistura de solo residual de arenito Botucatu-cimento Portland-fibra de polipropileno, a mesma deste trabalho. Os autores realizaram esse estudo para teores de cimento Portland variando entre 1% e 7% em relação à massa de solo, porcentagem de fibra de polipropileno (de 24 mm de comprimento e 0,023 mm de diâmetro) igual a 0,5%, teor de umidade igual a 10% e tempo de cura igual a

7 dias. Os autores concluíram que o valor do escalar  $\xi$  é de 0,14, podendo variar entre 0,11 e 0,17.

$$q_u = 17,96 * 10^6 * \left(\frac{\eta}{C_{iv}^{0,28}}\right)^{-2,90} \quad (9)$$

$$q_t = 2,55 * 10^6 * \left(\frac{\eta}{C_{iv}^{0,28}}\right)^{-2,90} \quad (10)$$

No presente trabalho, foram realizados ensaios de resistência à compressão simples e resistência à compressão diametral para um valor de  $\eta/(C_{iv})^{0,28}$  igual a 25,08, de modo a estar no intervalo definido no trabalho dos autores supracitados. O valor médio dos três ensaios de resistência à compressão simples foi de 1172,16 kPa, enquanto que o valor médio dos três ensaios de resistência à tração (por compressão diametral) foi de 129,85 kPa. Nenhum dos valores individuais desses ensaios diferenciou-se mais do que 10% da média entre eles, conforme determinado por norma. Esses valores resultam em um escalar  $\xi$  igual a 0,11, ou seja, dentro dos limites estabelecidos por Consoli et al. (2013).

Os três ensaios de compressão triaxial realizados para essa mesma dosagem resultaram em valores de tensão desvio máxima identificados na Tabela 2. Salienta-se que os ensaios de compressão triaxial mantiveram as mesmas condições de teor de umidade, tempo de cura e porcentagem de fibra de polipropileno do trabalho de Consoli et al. (2013).

Tabela 2. Resultados da tensão desvio máxima dos ensaios triaxiais

Tensão confinante efetiva (kPa)	Tensão desvio máxima (kPa)
20	1126,77
100	1641,75
200	1964,68

De posse dos dados dos ensaios de compressão triaxiais da Tabela 2, é possível definir os valores de coesão efetiva e ângulo

de atrito interno efetivo segundo a teoria de Mohr-Coulomb, descrita em 2.3.

Com os dados da equação da resistência à compressão simples da Eq. (9) e o valor de  $\xi$  obtido nos ensaios desse trabalho igual a 0,11, substituídos na Eq. (7) e na Eq. (8), a teoria de Consoli (2014) pode ser aplicada e comparada com a de Mohr-Coulomb. É importante salientar que o valor de  $q_u$  da Eq. (9) é substituído no valor de  $\sigma_c$  na Eq. (8) para determinação da coesão efetiva, uma vez que ambos representam a resistência à compressão simples da mistura.

A Fig. (8) ilustra os círculos de Mohr, obtidos com os valores da Tabela 2, assim como a envoltória de Mohr-Coulomb tangenciando os círculos. A linha que representa a envoltória obtida com os valores de coesão efetiva e ângulo de atrito interno efetivo da teoria de Consoli (2014) também está apresentada na Fig. (8). Os valores exatos dos parâmetros de resistência obtidos em cada teoria podem ser observados na Tabela 3.

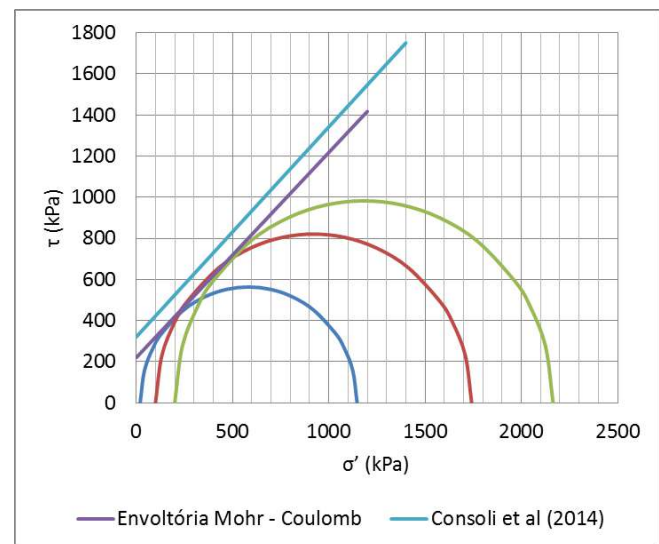


Figura 8. Comparativo entre a teoria de Mohr-Coulomb e a de Consoli (2014)

Tabela 3. Valores de parâmetros de resistência das teorias de Mohr-Coulomb e Consoli (2014)

Teoria	Ângulo de atrito interno efetivo (°)	Coesão efetiva (kPa)
Mohr-Coulomb	44,94	219,76
Consoli (2014)	45,61	320,57

Nota-se, portanto, que a nova abordagem de Consoli (2014) é muito eficiente para uma aproximação de ângulo de atrito interno efetivo, porém a coesão efetiva apresenta uma diferença considerável. Salienta-se que essas conclusões podem ser feitas apenas para o intervalo de variação de teor de cimento em relação à massa de solo seco e porosidade definidos no trabalho de Consoli et al. (2013).

## 7. CONCLUSÕES

Os valores encontrados de resistência à compressão simples, resistência à tração e tensão desvio de ruptura, obtidos dos ensaios realizados, atingiram valores altos, o que justifica a estabilização de solos com agentes cimentantes e fibras de polipropileno. Esses materiais são, portanto, uma interessante alternativa a ser avaliada quando houver a necessidade de resolver o problema de solos com baixa capacidade de suporte.

Os valores das razões entre a resistência à tração e a resistência à compressão simples das amostras ensaiadas mostraram-se próximos dos valores encontrados na literatura.

O principal objetivo do presente trabalho foi realizado com sucesso, uma vez que a comparação entre a teoria clássica de Mohr-Coulomb e a de Consoli (2014) para determinação de valores de coesão efetiva e ângulo de atrito interno efetivo de maneira mais prática foi realizada com sucesso. Os valores dos parâmetros de resistência determinados pelas diferentes teorias apresentaram boa proximidade, mostrando

que, conforme a teoria de Consoli (2014), os ensaios de resistência à compressão simples e resistência à compressão diametral podem ser aplicados para uma determinação aproximada e preliminar de parâmetros de resistência para a mistura estudada, estando dentro dos limites de dosagem abordados. A importância de tais previsões se dá em avaliações de anteprojeto, uma vez que muitas vezes é necessário obter os parâmetros de resistência de maneira rápida e barata para tal etapa de um projeto.

## Agradecimentos

Agradecemos a todos os colegas de trabalho do LEGG que de alguma forma contribuíram para essa pesquisa.

## 8. REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Guia básico de utilização do cimento Portland**. 7. ed. São Paulo, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12253**: solo-cimento – dosagem para emprego como camada de pavimento. Rio de Janeiro, 1992.

CONSOLI, N. C. A method proposed for the assessment of failure envelopes of cemented sandy soils. **Engineering Geology**. n. 169, p. 61-68, 2014

CONSOLI, N. C.; de MORAES, R. R.; FESTUGATO, L. Parameters controlling tensile and compressive strength of fiber-reinforced cemented soil. **Journal of Materials in Civil Engineering**. New York: ASCE, v. 25, n. 10, p. 1568-1573, Oct 2013.

CONSOLI, N. C.; LOPES JUNIOR, L. da S.; CONSOLI, B. S.; FESTUGATO, L. Mohr-Coulomb failure envelopes of lime-treated

soils. **Geotéchnique**. London: ICE, v. 64, n. 2, p. 165-170, 2014.

CONSOLI, N. C.; VENDRUSCOLO, M. A.; FONINI, A.; DALLA ROSA, F. Fiber reinforcement effects on sand considering a wide cementation range. **Geotextiles and Geomembranes**. USA: IGS, v. 27, p. 196-203, 2009.

CONSOLI, N. C.; VENDRUSCOLO, M. A.; PRIETTO, P. D. M. Behavior of plate load tests on soil layers improved with cement and fiber. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. New York: ASCE, v. 129, n. 1, p. 96-101, Jan 2003.

CONSOLI, N. C.; ZORTÉA, F.; de SOUZA, M.; FESTUGATO, L. Studies on the dosage of fiber-reinforced cemented soils. **Journal of Materials in Civil Engineering**. New York: ASCE, v. 23, n 12, p. 1624-1632, 2011.

CRAIG, R. F. **Mecânica dos solos**. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2007. 365 p.

DALLA ROSA, A. **Estudo dos parâmetros-chave no controle da resistência de misturas solo-cinza-cal**. 2009. 198 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre RS, 2009.

FESTUGATO, L. **Análise do comportamento mecânico de um solo micro-reforçado com fibras de distintos índices aspecto**. 2008. 145 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre RS, 2008.

FOPPA, D. **Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados**. 2005. 144 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia –

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre RS, 2005.

INGLES, O. G.; METCALF, J. B. **Soil Stabilization: principles and practice**. Sidney: Butterworths, 1972. 374 p.

JAEGER, J. C.; COOK, N. G. W.; ZIMMERMAN, R. W. **Fundamental of Rock Mechanics**. 4. Ed. Massachusetts: Blackwell Publishing, 2007. 475 p.

LOPES JUNIOR, L. da S. **Parâmetros de controle da resistência mecânica de solos tratados com cal, cimento e rocha basáltica pulverizada**. 2007. 147 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre RS, 2007.

VENDRUSCOLO, M. A. **Análise numérica e experimental do comportamento de fundações superficiais assentes em solo melhorado**. 1996. 141 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre RS, 1996.

## ANÁLISE DE COMPORTAMENTO MECÂNICO E DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE MISTURAS ASFÁLTICAS RECICLADAS A QUENTE

### **Roberta Centofante**

Pesquisadora do curso de Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Maria.  
robertacentofante@yahoo.com.br

### **Luciano Pivoto Specht**

Professor do curso de Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Maria.  
luspecht@gmail.com

### **Gustavo Pinheiro**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Maria.  
gustavo.stn@hotmail.com

### **Pedro Orlando Borges de Almeida Junior**

Pesquisador do curso de Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Maria.  
engcivilpedro@hotmail.com

### **Fernanda Dresch**

Pesquisadora do curso de Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Maria.  
fernandadresch.eng@gmail.com

**Resumo.** Esta pesquisa se objetiva na utilização e melhor aproveitamento dos materiais provenientes da reciclagem de pavimentos em misturas asfálticas a quente. Foram realizados ensaios laboratoriais que pudessem avaliar propriedades mecânicas (Módulo de Resiliência e Resistência à Tração) e deformação permanente (Flow Number) de misturas contendo 10% de fresado, 20% e 30% em substituição ao agregado virgem, comparadas a uma mistura de referência sem adição de agregado reciclado. Os resultados mostraram que a rigidez aumenta ao passo que a quantidade de fresado é maior na composição das misturas e, ainda, que conforme o teor de fresado é acrescido, esse aumento da quantidade de teor de ligante antigo reflete na resistência das misturas.

**Palavras-chave:** Reciclagem a quente. Fresado. Flow Number.

## 1. INTRODUÇÃO

A utilização de materiais provenientes da reciclagem pode se tornar uma aplicação construtiva com boa aceitação no setor rodoviário, além de contribuir na política de sustentabilidade. Com isso, torna-se viável o estudo de técnicas econômicas e sustentáveis para execução, construção e manutenção de rodovias, forçando uma pesquisa em que se possa encontrar alternativas para o uso de materiais que diminuam o consumo de energia, levando em conta, ainda, o apelo ambiental.

Assim, o material asfáltico do pavimento deteriorado torna-se uma alternativa quando se deseja melhorar as propriedades, visando a obtenção, principalmente, de um material com maior resistência, eficiência e menor custo.

## 2. RECICLAGEM DE PAVIMENTOS

Segundo o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT, 2006), a

reciclagem de pavimentos consiste em uma solução para alguns problemas encontrados nos grandes centros urbanos e, ainda, oferece inúmeras vantagens em relação à utilização de materiais virgens convencionais. Entre os benefícios da reciclagem está a conservação de agregados, ligantes e de energia, bem como a preservação ambiental e, ainda, a restauração das condições geométricas existentes, além da diminuição dos custos com implantação.

De acordo com Brosseaud (2011), o surgimento da reciclagem dos materiais na pavimentação corresponde à necessidade de proteger o meio ambiente, economizando em materiais provenientes de recursos naturais (agregados), espaços físicos (descargas), energia e redução de gases do efeito estufa.

Para Suzuki et al. (2004), a restauração de pavimentos utilizando a técnica de reciclagem consiste em um método bastante promissor quando a superfície reciclada apresenta grau de trincamento acentuado, o qual possa ser conduzido ao problema de reflexão de trincas nas camadas sobrejacentes ou, ainda, que exija espessuras elevadas de recapeamento.

A associação de reciclagem asfáltica dos Estados Unidos (*Asphalt Recycling and Reclaiming Association* – ARRA, 1997) afirma que a reciclagem dos pavimentos asfálticos existentes tem como principais vantagens a considerável redução nos custos de construção, bem como de materiais, além da conservação da energia nas etapas de produção e a preservação do meio ambiente.

Segundo o DNIT (2006), é importante ressaltar que, desde que a reciclagem tenha sido considerada a alternativa mais viável para a restauração, deve ser escolhida a melhor modalidade: a quente ou a frio. Para este processo deverão ser considerados itens como a condição da superfície, sua capacidade estrutural, qualidade do material, disponibilidade de material virgem, resistência à derrapagem, condições geométricas, tráfego,

características do subleito e base e, ainda, o objetivo da restauração.

## 2.1 Reciclagem de pavimento a quente

De acordo com a ARRA (1997), o processo de reciclagem a quente consiste em recuperar materiais de pavimentação, combinados com novos materiais, muitas vezes com a introdução de um agente de reciclagem, ou agente rejuvenescedor, para produzir misturas de asfalto as quais diferem de acordo com a temperatura em que ocorrerá o processo, ou seja, sob condições de aquecimento dos materiais.

Para Lima (2003), a reciclagem a quente consiste, basicamente, no processo ao qual o pavimento asfáltico existente é removido por intermédio de um equipamento fresador, capaz de arrancar a camada superficial a uma profundidade previamente estabelecida, na qual é transportada a um local de estocagem para que seja reciclada em usina.

Segundo o Manual de Restauração (DNIT, 2006) as técnicas de reciclagem a quente podem ser classificadas de acordo com o local onde irá acontecer a mistura dos materiais: no próprio local onde está sendo executada a obra (in situ) ou através de uma usina estacionária.

A ARRA (1997) afirma que a reciclagem a quente no local consiste de um método no qual o pavimento existente é aquecido e amolecido e, em seguida, escarificado/moído até uma profundidade especificada. Entre as vantagens da reciclagem a quente in situ está a de que as fissuras superficiais podem ser eliminadas, bem como afundamentos podem ser corrigidos e asfaltos envelhecidos podem ser rejuvenescidos, onde a interrupção do tráfego é mínima e os custos minimizados.

Já a reciclagem a quente em usina estacionária, segundo o DNIT (2006) é um processo na qual uma parte ou toda a estrutura do revestimento é removida e reduzida,

geralmente, através de fresagem a frio, com posterior transporte para mistura e recuperação em usina de asfalto. O tipo de usina mais empregado para o processo é a *drum mixer* e o produto final deve atender às especificações de misturas asfálticas a serem aplicadas nas camadas desejadas, seja base, binder ou de rolamento.

No entanto, o material fresado não pode ser processado em usinas *drum mixer* convencionais, pois o contato do RAP com a chama do tambor, que tem por finalidade gerar calor para secagem dos agregados virgens que serão incorporados na mistura, irá resultar em queima do ligante envelhecido que está aderido ao material. Essa queima resulta na produção da chamada fumaça azul, que acaba prejudicando o funcionamento do sistema (ARRA, 1997).

## 2.2 Utilização da reciclagem a quente

Atualmente, de acordo com Bressi et al. (2015), é possível observar um interesse crescente na produção de misturas asfálticas recicladas com propriedades similares aos materiais feitos de componentes 100% virgens. Além de ser economicamente viável devido aos crescentes custos com CAP e, ainda, desencadeada pela crescente consciência com a produção de materiais de pavimentos rodoviários sustentáveis. Na Europa, é permitida a quantidade de RAP regulada por normas nacionais. Por exemplo, na Suíça, a norma permite a utilização de um máximo de 70% de RAP em camadas de sub-base e 60% na base.

Bueche et al. (2015) também afirmam que a adição de pavimento asfáltico recuperado em misturas asfálticas a quente é uma prática comum na Suíça. Logo, com esse aumento de material reciclado, a problemática na otimização de projetos de misturas torna-se uma questão importante a ser considerada.

Na Holanda, de acordo com Mohajeri et al. (2015), misturas asfálticas recicladas a quente contendo elevadas porcentagens de RAP são cada vez mais comuns, sendo produzidas em tambor misturador ligado em paralelo, pré-aquecendo o RAP, ou por meio de cilindro de tambor duplo, o qual aquece os agregados virgens e, em seguida, mistura com RAP à temperatura ambiente. A prática mais comum, nos Países Baixos, são as misturas com 50% de material reciclado, onde não é incomum pré-aquecer os agregados virgens a 320°C para obter uma temperatura de mistura, no tambor duplo, de 160°C.

Bento (2010) afirma que, em Portugal, os estudos e obras efetuados com material reciclado são desenvolvidos utilizando uma taxa de até 40% deste agregado recuperado. No entanto, o autor desenvolveu uma pesquisa de reciclagem a quente em central incorporando 70% de fresado.

No Brasil, Domingues e Balbo (2006) revelaram as características de um Concreto Asfáltico (CA) reciclado pelo processo a quente empregando mini-usinas transportáveis, tais como o elevado módulo de elasticidade para misturas sem a dição de agentes de reciclagem, bem como o contrário quando da introdução de produtos desta espécie. O procedimento de reciclagem adotado pelos autores contemplou o caso de elevada taxa de reciclagem, com 100% de CA fresado ou em pedaços, sem a adição de novos agregados, apenas com a incorporação de um agente rejuvenescedor e CAP modificado com borracha moída. Os autores observaram que, logicamente, quanto menor a quantidade de reciclados no misturador, menor o tempo de mistura, embora o material úmido aumente tal tempo. Para eles, o emprego de pequena quantidade de material reciclado deixa este sujeito a superaquecimento, o que resulta em misturas muito rígidas, embora permita uma rápida preparação e boa produção, fica restrita a pequenos reparos ou, ainda, uma possível

circunstância de emprego como base rígida e não como revestimento.

### 2.3 Ensaios de caracterização das misturas asfálticas

Os ensaios mecânicos são utilizados com o objetivo de reproduzir as condições de campo em laboratório para que, assim, possa ser feita uma análise do desempenho das misturas asfálticas.

A partir destes ensaios é avaliada a técnica da reciclagem das misturas asfálticas a quente, com relação às suas propriedades mecânicas, através dos ensaios de Módulo de Resiliência, Resistência à Tração por Compressão Diametral e *Flow Number*, o qual é possível, ainda, a verificação quanto à deformação permanente.

**Módulo de Resiliência.** Para Huang (1993) o Módulo de Resiliência (MR) é o módulo de elasticidade para ser usado com a teoria da elasticidade. Segundo o autor, a maioria dos materiais de pavimentação não possuem características elásticas, mas apresentam alguma deformação permanente depois de cada aplicação de carga. No entanto, se a carga for pequena em comparação com a resistência do material, e for repetida para um grande número de vezes, a deformação sob a carga de cada repetição é quase completamente recuperável e proporcional à carga, podendo ser considerado elástico.

De acordo com Bernucci et al. (2010), o MR varia tanto com o tempo de aplicação da carga como com o tempo de repouso, para materiais viscoelásticos, uma vez que o deslocamento recuperável depende de ambos. Portanto, não representa um parâmetro puramente elástico para misturas asfálticas, uma vez que está associado a um dado pulso de carregamento, logo, desenvolvem-se deformações viscoelásticas, as quais são contabilizadas como deformações elásticas.

Bernucci et al. (2010) descrevem o ensaio em misturas asfálticas realizando a aplicação de uma carga repetidamente no plano diametral de um corpo-de-prova cilíndrico regular. Ou seja, o MR é a relação entre a tensão de tração aplicada repetidamente no plano diametral vertical de uma amostra cilíndrica de mistura asfáltica e a deformação específica recuperável correspondente à tensão aplicada. Essa carga gera uma tensão de tração transversalmente ao plano de aplicação de carga. É medido, então o deslocamento diametral recuperável e instantâneo na direção horizontal correspondente à tensão gerada, numa dada temperatura.

O ensaio tem como intuito determinar a capacidade que um corpo elástico tem de armazenar energia quando solicitado a um carregamento e, após, retornar ao seu estado inicial. Nesta pesquisa, foram determinados os módulos de resiliência das amostras em um CA convencional e, após, com misturas substituindo o material virgem por 10%, 20% e 30% de material fresado. A Norma utilizada na realização do ensaio foi a norma do DNIT 135/2010 – Misturas Asfálticas – Determinação do módulo de resiliência.

**Resistência à Tração por Compressão Diametral.** Para este ensaio a norma utilizada foi a norma do DNIT 136/2010 – ME – Pavimentação Asfáltica – Misturas Asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral, o qual consiste na aplicação de uma carga estática de compressão distribuída ao longo de duas geratrizes opostas, a fim de se obter as tensões de tração através do diâmetro horizontal, perpendicularmente à carga. Antes de aplicar a carga, o corpo-de-prova deve estar apoiado sobre uma geratriz em compartimento com temperatura controlada de 25°C durante, no mínimo, 4 horas. A medida resultante é a resistência à tração (RT).



Os resultados da ruptura dos corpos-de-prova passam pela Eq. (1) para determinar a resistência à tração.

$$\sigma_R = \frac{2F}{100 \pi D H} \quad (1)$$

**Flow Number.** Neste ensaio, a amostra, a uma temperatura de teste específica, é submetida a um impulso axial de carga de compressão de 0,2 segundo a cada 1,0 segundo. O ensaio pode ser realizado com ou sem pressão confinante, onde as deformações axiais permanentes são medidas em função do tempo, sendo o número de fluxo definido como o número de ciclos de carga correspondente à taxa mínima de variação de deformação axial (NCHRP, 2008).

Medina e Motta (2015) descrevem o ensaio como sendo um ensaio de compressão axial de carga repetida (dinâmico), realizado em amostras com 10 cm de diâmetro e 15 cm de altura.

De acordo com a AASHTO TP 79-12 este é um teste de desempenho simples de misturas de concreto asfáltico para deformação permanente com base em cargas repetidas. No teste, a amostra, que pode ser, primeiramente, condicionada para temperatura específica, é submetida a um carregamento repetido axial com pulso de carga de compressão. A frequência da repetição é fixada em hertz e o ensaio pode ser realizado com ou sem uma tensão de confinamento aplicada às amostras. Logo, o número de fluxo é definido como o número de ciclos de carga correspondente à taxa mínima de mudança de tensão permanente.

### 3. MATERIAIS E MÉTODOS

O planejamento desta pesquisa contemplou as etapas de coleta de amostras de fresado, bem como a coleta e caracterização dos agregados virgens e do CAP. Os agregados reciclados

são provenientes de processo de recapeamento do pavimento asfáltico da BR 392, em trecho localizado entre os municípios de Santa Maria e São Sepé, os quais foram utilizados em substituição ao agregado virgem nas proporções de 10%, 20% e 30%. Para estes materiais foram realizados ensaios de granulometria, antes da extração de betume e, ainda, a extração do betume do material através do ensaio de Rotarex elétrico, no qual se obteve uma média de 6,76% de betume.

Já os agregados minerais utilizados, de origem mineralógica vulcânica classificada como rocha ácida ou Riodacito, foram obtidos através de processo de britagem e fornecidos pela empresa Della Pasqua Engenharia e Construção LTDA, a qual também forneceu o CAP 50/70 utilizado na pesquisa. Os agregados foram enquadrados na Faixa C – DNIT 031/2006-ES. Foram utilizadas as frações de agregados 3/4”, 3/8” e pó-de-pedra.

As misturas foram designadas em mistura de Concreto Asfáltico de Referência (CAref), CA com adição de 10% de material fresado (CAF10), CA com adição de 20% de fresado (CAF20) e CA com 30% de fresado (CAF30). Foram realizadas as dosagens através da metodologia Superpave das amostras, para posterior escolha do teor de projeto de ligante para cada uma das misturas analisadas. Foram moldadas 20 amostras cilíndricas com dimensões 10 cm x 6,5 cm e volume de vazios de 4% ( $\pm 1\%$ ), para a realização de ensaios de MR e RT. Para esses foram utilizadas as mesmas amostras para ambos os ensaios. Já, para o ensaio de *Flow Number* o volume de vazios foi fixado em 7% ( $\pm 0,5\%$ ), sendo moldadas 12 amostras com dimensões 10 cm x 15 cm.

Para a realização do ensaio de MR, o equipamento utilizado foi uma *Universal Test Machine* (UTM) da IPC Global, a qual é composta por um pistão acoplado a um regulador de tempo e frequência. O ensaio consiste, basicamente, em aplicar uma carga

repetidamente no plano diametral vertical das amostras cilíndricas regulares, sendo submetido a partir da aplicação do carregamento dinâmico equivalente, no ensaio, a 10 Hz, com tempo de 0,1 s e 0,9 s de repouso, através de LVDTs (*linear variable differential transformers*) nas duas faces do corpo-de-prova, ligados a um microcomputador. Esta carga aplicada gera uma tensão na qual pode-se medir o deslocamento diametral recuperável na direção horizontal correspondente à tensão aplicada, nas temperaturas de 10°C, 25°C e 35°C. Cada amostra de cada mistura foi ensaiada em três frequências de carregamento: 5 Hz, 10 Hz e 25 Hz, em cada uma das temperaturas. Todas as amostras foram condicionadas por um período de, pelo menos, 4 horas, em todas as temperaturas, antes da realização dos ensaios.

Após a realização do MR, foi realizado o ensaio para avaliar a RT, utilizando-se as mesmas amostras. O ensaio consiste na aplicação de uma carga estática de compressão, com velocidade de 0,8 mm/s, distribuída ao longo de duas geratrizes opostas, a fim de se obter as tensões de tração através do diâmetro horizontal, perpendicular à carga, onde a medida resultante é a resistência à tração. As amostras foram condicionadas por um período de 12 horas, antes da realização do ensaio, sendo realizado apenas à temperatura de 25°C.

Para a análise de avaliação a resistência das misturas a deformações permanentes, foi utilizado o ensaio de *Flow Number* (FN). O ensaio através do qual o FN é determinado consiste na aplicação de pulsos de carga cíclica na direção axial de amostras cilíndricas. Os ciclos aplicados em uma frequência de 1 Hz, com carregamento de 0,1 s e repouso de 0,9 s. Este ensaio não é normatizado no Brasil, por isso, para sua realização, foi utilizada a norma americana AASHTO TP 79-12. As amostras de ensaio

foram condicionadas a 60°C por um período de 5 horas antes da realização do ensaio.

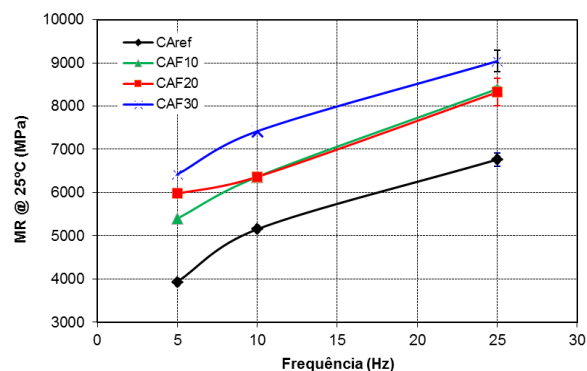
#### 4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para o ensaio de módulo de resiliência, os resultados apresentados são para a frequência de carregamento de 10 Hz (Tabela 1) e na temperatura de 25°C (Fig. 1).

Tabela 1. Resultados de MR a 10 Hz

Mistura	MR (MPa)
CAref a 10°C	11951
CAF10 a 10°C	12290
CAF20 a 10°C	12812
CAF30 a 10°C	13429
CAref a 25°C	5138
CAF10 a 25°C	6575
CAF20 a 25°C	6755
CAF30 a 25°C	7506
CAref a 35°C	1224
CAF10 a 35°C	2048
CAF20 a 35°C	2678
CAF30 a 35°C	3020

Figura 1. Resultados de MR a 25°C



Através dos resultados apresentados é possível verificar que a deformabilidade das misturas diminui ao passo que a quantidade de material fresado aumenta, ficando claro que o agregado reciclado aumenta a rigidez das misturas. Nota-se, ainda, principalmente a temperaturas mais baixas (10°C), que a heterogeneidade do material fresado tem

grande influência nas misturas, sendo que a rigidez aumenta com a inserção de agregado reciclado, onde a mistura de referência permanece com a rigidez mais baixa entre as misturas analisadas. Além disso, outro fator verificado diz respeito à análise em relação à frequência de carregamento, onde foi possível verificar que os maiores valores de rigidez estão onde a frequência aplicada é mais alta (25 Hz). As maiores quedas de valores foram encontradas nas misturas ensaiadas na frequência mais baixa (5Hz), onde, ainda, a mistura de referência se manteve mais baixa em relação às misturas com adição de fresado. Ainda, é importante ressaltar que, devido à heterogeneidade do material fresado, as misturas CAF10 e CAF20 não seguiram totalmente o esperado, sendo que a CAF20 deveria apresentar maior rigidez quando comparada a CAF10, isto pode ser observado na Fig. 1, onde a CAF10 apresenta, levemente, uma maior rigidez em alguns pontos.

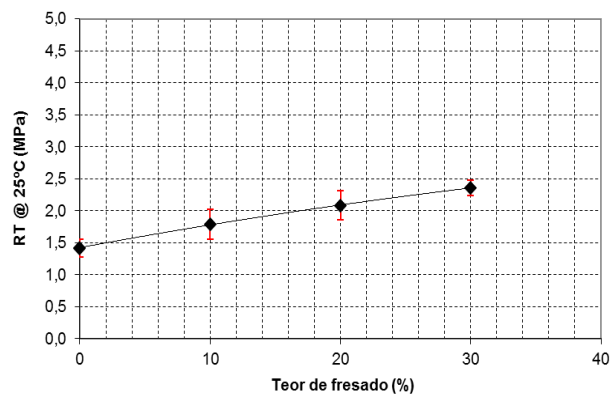
De acordo com Bernucci et al. (2010), são considerados valores típicos na faixa de 2.000 a 8.000 MPa, para concretos asfálticos a 25° e frequência de carregamento de 10 Hz, o que pode ser facilmente observado através dos dados apresentados, onde todos os valores apresentados na Tabela 1, para temperatura de 25°C, apresentam MR acima de 2.000 MPa.

Para o ensaio de resistência à tração, os resultados são apresentados para a temperatura de 25°C (Tabela 2 e Fig. 2), os quais apresentam os resultados com as médias obtidas dos ensaios. Observando os dados da Tabela 2 é possível verificar que ocorre um leve aumento nos valores de RT, como era esperado, conforme aumenta a quantidade de material fresado inserido na mistura. A Fig. 2 mostra o resultado de RT em suas médias para as misturas de acordo com o teor de fresado.

Tabela 2. Resultados de RT a 25°C

Mistura	RT (MPa)
CAref	1,42
CAF10	1,79
CAF20	2,08
CAF30	2,36

Figura 2. Resultados de RT em função do teor de fresado das misturas



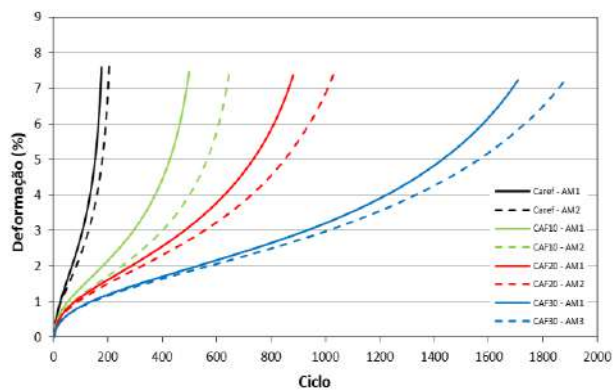
Nota-se, através dos dados apresentados, que à medida em que se aumenta o teor de fresado nas misturas, os resultados de RT também aumentam, visto que aumenta a quantidade de ligante antigo, sendo que o ligante, quando envelhecido, torna-se mais rígido e, conseqüentemente, enrijece a mistura.

Os valores encontrados condizem com a literatura. Bernucci et al. (2010) afirmam que, para misturas asfálticas a quente, os valores típicos situam-se na média de 0,5 e 2,0 MPa, sendo este valor aumentado dada a consistência mais dura do ligante asfáltico. Além disso, também estão de acordo com o limite imposto pelo DNIT 031/2006 – ES para concretos asfálticos, o qual recomenda que o limite mínimo seja de 0,65 MPa.

Para a análise de deformação permanente através do ensaio de FN, foi possível plotar o gráfico de ciclos em função da deformação, para todas as misturas, através da média de duas amostras, conforme Fig. 3.

Com isso, pode-se verificar que o FN aumenta com a adição de fresado nas misturas. Logo, a pior mistura, com relação à deformação, é aquela que apresenta o menor FN, ou seja, a mistura CRef, seguida pela CAF10, CAF20 e, após, com o melhor resultado frente à deformação permanente, a mistura CAF30, com a maior adição de fresado.

Figura 3. Número de ciclos x deformação



As deformações acumuladas foram obtidas em função do número de ciclos, onde a tensão aplicada em cada ciclo foi de 204 kPa. Na Tabela 3 estão demonstrados os resultados de FN de cada uma das amostras através da média encontrada. Os ensaios de todas as amostras foram finalizados quando a mistura atingiu 5% da deformação.

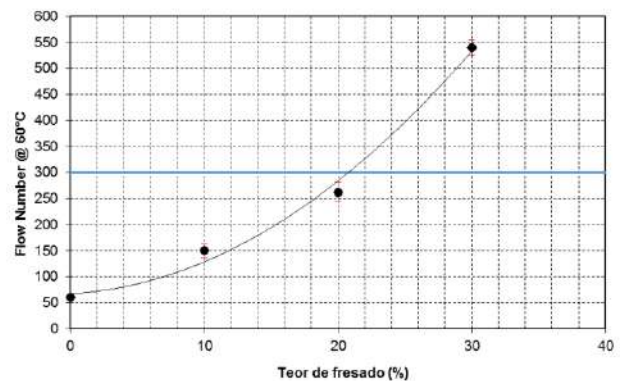
Tabela 3. Resultado do FN

Mistura	FN
CRef	60
CAF10	150
CAF20	262
CAF30	540

Através dos dados foi possível montar a curva do FN em função do teor de fresado de cada mistura (Fig. 4), onde fica claro que o FN aumenta conforme aumenta o teor de fresado onde, conseqüentemente, o teor de ligante adicionado é menor.

Nascimento (2008) afirma que, para tráfego médio, o valor de FN deve ser maior do que 300 ciclos, sendo que, para tráfego pesado, esse valor aumenta para 750 ciclos. Logo, seguindo este parâmetro, apenas a mistura CAF30 apresenta resultado positivo quanto à análise do número de ciclos para tráfego médio, sendo que nenhuma delas atende ao critério de tráfego pesado.

Figura 4. Resultado do FN em função do teor de fresado das misturas



## 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nessa pesquisa, a avaliação mecânica apresentou resultados positivos com a inserção de material fresado, quando comparados a uma mistura convencional. Através dos resultados de MR foi possível verificar que a rigidez das misturas aumenta, ao passo que a quantidade de material fresado é inserida nessas, ficando claro o bom comportamento do fresado nas misturas. À temperatura de 25°C observou-se que os resultados de MR eram de, aproximadamente, 4.000 MPa até 6.900 MPa para a mistura convencional, enquanto que para as misturas com adição de fresado, esses valores variaram de, aproximadamente, 5.300 MPa até 9.000 MPa.

Quanto à análise da resistência à tração, também foi possível verificar que os valores de RT aumentam conforme se eleva o teor de fresado nas misturas, como era esperado. No

geral, tanto na análise de RT como de MR, os valores se apresentaram superiores para misturas contendo agregado reciclado, quando comparados com os valores obtidos nos mesmos ensaios para a mistura de referência. Acredita-se que estes resultados tenham sido motivados pela presença do material fresado que, por sua vez, age elevando a resistência das misturas as quais contém esse material na composição.

Por fim, considerando o proposto em Nascimento (2008), e levando em consideração o aspecto da deformação permanente, apenas a mistura com 30% de fresado mostrou-se satisfatória para ser utilizada apenas em pistas de tráfego médio.

Assim, ao realizar uma análise geral dos resultados, foi possível concluir que a adição de material fresado em misturas asfálticas é de grande importância, visto que os experimentos de laboratório demonstraram o crescimento de desempenho e resistência destas misturas quando comparadas a misturas convencionais.

### *Agradecimentos*

Agradeço ao Prof. Dr. Luciano Specht pelo apoio e incentivo.

Agradeço a toda equipe do LMCC da UFSM e aos fornecedores dos materiais utilizados na pesquisa.

Agradeço à FAPERGS pelo apoio financeiro durante a execução da pesquisa.

## **6. REFERÊNCIAS**

AASHTO, 2001, **Determining the Dynamic Modulus and Flow Number for HMA Using the Asphalt Mixture Performance Tester (AMPT)**. American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO TP 79-12, Washington, D. C.

BENTO, F. T. A. M. **Avaliação de Desempenho de Misturas Betuminosas**

**Recicladas a Quente. 2010.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Instituto Superior Técnico): Universidade Técnica de Lisboa. Novembro, 2010.

BERNUCCI, L.; MOTTA, L. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. In: **Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros**. Rio de Janeiro: Petrobrás: ABEDA, 2010. 504 p. Incluindo Bibliografia. Patrocínio Petrobrás.

BRESSI, S.; CAVALLI, M. C.; PARTL, M. N.; TEBALDI, G.; et al. Particle Clustering Phenomena in Hot Asphalt Mixtures with High Content of Reclaimed Asphalt Pavements. **Article in Construction and Building Materials**. Novembro, 2015.

BROSSEAUD, Y. Reciclagem de misturas asfálticas: Evolução após 20 anos e a situação atual na França. In: 7º CONGRESSO BRASILEIRO DE RODOVIAS E CONCESSÕES, 2011, Foz do Iguaçu. **Anais...** Foz do Iguaçu, 2011.

BUECHE, N.; DUMONT, A. G.; PITTET, M.; BRESSI, S. Asphalt Mixture with RAP: Mix Design Optimization. **8<sup>th</sup> RILEM International Symposium on Testing and Characterization of Sustainable and Innovative Bituminous Materials**. Volume 11. RILEM 2015.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT. **Manual de Pavimentação**. 3º ed. Rio de Janeiro, 2006, 274 p.

\_\_\_\_\_. **Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos**, 2º Ed. Rio de Janeiro, 2006, 314 p.

\_\_\_\_\_. **DNIT-ME 135/2010: Pavimentação asfáltica - Misturas asfálticas – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio.**

Rio de Janeiro, 2010, 6 p. Origem: DNER-ME 133/1994.

\_\_\_\_\_. **DNIT-ME 136/2010:** Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de ensaio

DOMINGUES, M. P.; BALBO, J. T. **Estudo de Características de Misturas Asfálticas Recicladas a Quente com o Emprego de Usinas Transportáveis de Pequeno Porte.** Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo/SP, 2006.

HUANG, H. Y. **Pavement Analysis and Design.** Englewood Cliffs: Prentice Hall, 1993. 805p.

LIMA, A. T. **Caracterização mecânica de misturas asfálticas recicladas a quente.** 2003. 117 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes da Universidade Federal do Ceará – Ciência em Engenharia de Transportes): Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2003.

MOHAJERI, M.; MOLENAAR, A. A. A.; VAN DE VEN, M. F. C. Bleding Simulation of RA and Virgin Binders in Hot Recycled Mixtures. **8<sup>th</sup> RILEM International Symposium on Testing and Characterization of Sustainable and Innovative Bituminous Materials.** Volume 11. RILEM 2015.

NASCIMENTO, L.A. **Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com uso do compactador giratório e foco na deformação permanente.** 2008. Rio de Janeiro, 204 p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM – NCHRP. **Refining the Simple Performance Tester for Use in Routine Practice.** Transportation Research Board. Washington, D. C. 2008.

SUZUKI, C.Y.; PEREIRA, A. C. O.; AZEVEDO, A. M.; DIAZ, P. H.; TUCHUMANTEL, O. J. Avaliação Estrutural de Trecho Experimental Urbano de Pavimento Asfáltico Reciclado a Frio. **35<sup>o</sup> Reunião Anual de Pavimentação.** Rio de Janeiro, 2004.



## **ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO FINO COMPACTADO E ESTABILIZADO QUIMICAMENTE PARA UTILIZAÇÃO EM BARRAGENS DE PEQUENO PORTE**

**Luciële da Silva Knierim**

Acadêmica do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pampa – Campus Alegrete  
luh\_knierim@hotmail.com

**Wilber Feliciano Chambi Tapahuasco**

Professor do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pampa – Campus Alegrete  
wilberfeliciano@gmail.com

**Jaelson Budny**

Professor do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pampa – Campus Alegrete  
jaelsonbudny@gmail.com

**Luciano Pivoto Specht**

Professor do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria  
luspecht@ufsm.br

**Rodrigo André Klamt**

Professor do Curso de Engenharia Civil da Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e  
das Missões – Campus de Frederico Westphalen  
rodrigoklamt@outlook.com

**Resumo.** *A referida pesquisa teve por objetivo analisar o efeito no comportamento mecânico de um solo fino compactado e estabilizado quimicamente com cal e sílica de casca de arroz, visando a sua utilização em barragens de pequeno porte. Foram realizados ensaios de granulometria, limites de Atterberg e MCT para o solo natural e ensaios de compactação e cisalhamento direto para todas misturas. A mistura com melhor desempenho frente ao ensaio de cisalhamento direto, com relação ao ângulo de atrito e a coesão, foi a mistura com adição de 2% de sílica. A estabilização do solo argiloso não laterítico com sílica mostrou-se eficaz, permitindo o uso desses materiais em barragens de pequeno porte e a minimização do problema de deposição da cinza de casca de arroz.*

**Palavras-chave:** *Estabilização de Solos. Compactação. Cisalhamento Direto.*

### **1. INTRODUÇÃO**

As barragens são fundamentais para o desenvolvimento da humanidade e do meio em que vivemos, pois, dentre outros fatores, visam combater a escassez de água tanto para o consumo humano quanto para irrigação de plantações, além de proporcionar a geração de energia. Segundo Costa (2012), as primeiras barragens de pequeno porte foram construídas com terra homogênea, visando evitar o desmoronamento das mesmas por excesso de água.

No Brasil, em geral, tem-se barragens de terra dos tipos homogênea e de seção mista. Em ambos os casos é preciso haver um desempenho adequado entre a estabilidade e a perda de água por percolação (AGUIAR, 2014). Além disso, obras de barragens de terra envolvem grandes quantidades de materiais e movimentações de terra, que ocasionam custos excessivos em transporte, pois muitas vezes os materiais locais não atendem as especificações de projeto e não podem ser utilizados para tal fim.

Dentre as alternativas que podem ser citadas está a substituição do material por outro de local próximo, a adequação do projeto ao solo local, a procura de uma região mais adequada para a realização da obra ou adotar técnicas para melhorar o comportamento do solo, designadas como estabilização de solos (SUAREZ, 2009).

A estabilização de um solo visa alterar as suas características e propriedades, melhorando o seu comportamento mecânico e possibilitando que este seja capaz de responder de forma satisfatória às solicitações previstas em projeto (CRISTELO, 2001). Além disso, esta técnica possibilita a diminuição do tempo de execução da obra e possibilita a utilização de materiais rejeitados de outros setores, reduzindo o impacto ambiental.

Segundo Lambe (1962), a cal usada em solos como estabilizadora data mais de 2000 anos. Outras alternativas benéficas de foma econômica e ambiental, vêm sendo uma solução também viável. Isso, devido à ascendência na utilização e reutilização de diversos resíduos de processos produtivos industriais em obras de engenharia. A sílica de casca de arroz merece destaque nesse sentido, visto que a sílica é obtida a partir da cinza da casca de arroz e a mesma tem sido muitas vezes descartada inadequadamente no meio ambiente.

Dessa forma, o presente estudo tem por objetivo analisar o efeito no comportamento mecânico de um solo fino não laterítico compactado e estabilizado quimicamente com cal e sílica de casca de arroz, visando a sua utilização em barragens de pequeno porte.

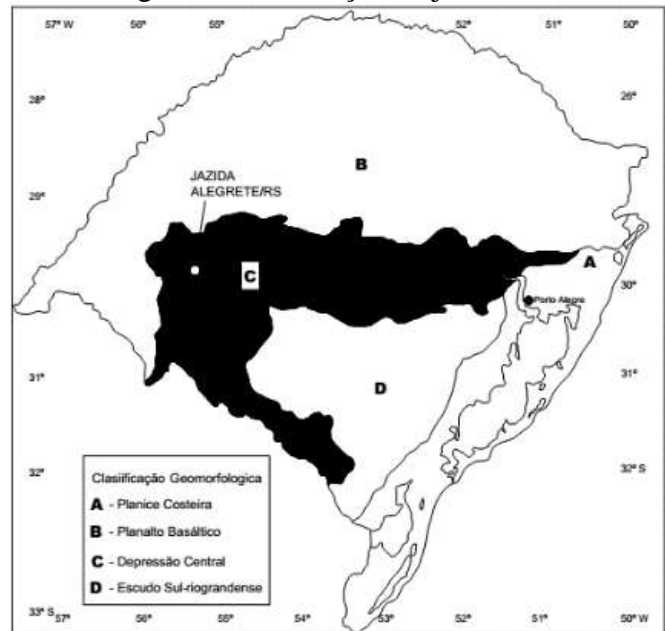
## 2. MATERIAIS E MÉTODOS

### 2.1 Materiais

O solo utilizado na pesquisa foi coletado em uma barragem de terra de pequeno porte,

localizada no interior do município de Alegrete/RS, na localidade de Rincão de São Miguel, na latitude  $29^{\circ} 34' 50,9''$  S e longitude  $55^{\circ} 45' 53,6''$  W. A Fig. 1 mostra a localização da jazida.

Figura 1. Localização da jazida



A cal utilizada na pesquisa trata-se de uma cal hidratada especial comercial classificada na classe CH-II e atende aos requisitos impostos pela NBR 7175 (ABNT, 2003). A cal Hidratada CH-II da marca INDUCAL é produzida na cidade de Caçapava do Sul/RS, sendo uma cal dolomítica com altos teores de cálcio e magnésio. Esta cal é aplicável à estabilização de solos.

A sílica de casca de arroz empregada na pesquisa foi cedida pela Pilecco Nobre, localizada no município de Alegrete/RS. A produção da sílica de casca de arroz é feita a temperatura controlada, de tal forma que garanta a qualidade do produto. É indicada para adição em concretos e argamassas, porém, por proporcionar melhoria da resistência mecânica e redução da permeabilidade de água, pode ser uma boa alternativa para estabilização de barragens de terra.



## 2.2 Métodos

O solo foi coletado obedecendo as especificações da NBR 9604 (ABNT, 2016), conforme mostra a Fig. 2. O material foi acondicionado em bolsas para o transporte. Já no laboratório, a amostra foi destorroada e armazenada para a utilização nos ensaios.

Para a caracterização do solo foi realizado o ensaio de análise granulométrica segundo a NBR 7181 (ABNT, 2016), executado através do peneiramento. O Limite de Liquidez do solo foi ensaiado conforme a NBR 6459 (ABNT, 2016). O Limite de Plasticidade foi determinado de acordo com a NBR 7180 (ABNT, 2016). A massa específica real dos grãos do solo foi determinada pelo ensaio da NBR 6508 (ABNT, 1984), norma já extinta do catálogo ABNT, mas ainda tem validade. A massa específica aparente seca foi determinada pelo método de ensaio da NBR 7185 (ABNT, 2016), com emprego do frasco de areia.

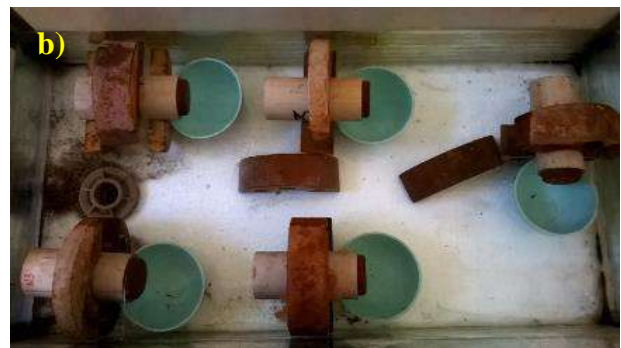
Figura 2. Coleta da amostra deformada



Com o intuito de complementar a caracterização do solo estudado, foram executados ensaios sob metodologia regional, conhecida como classificação MCT. Para isso, foi utilizado o método de perda por imersão

(pela compactação miniatura), criado por Nogami e Villibor (1981). O método de perda por imersão é prescrito pela norma DNER CLA 259 (DNER, 1996) e se fundamenta nos ensaios descritos pelas DNER ME 256 (DNER, 1994a) e DNER ME 258 (DNER, 1994b). A Figura 3a mostra a realização da compactação do ensaio MCT e a Figura 3b mostra os corpos de prova em imersão.

Figura 3. a) Realização da compactação MCT; b) corpos de prova em imersão



A cal hidratada em pó ou sílica de casca de arroz foram inicialmente adicionadas ao solo e, em seguida, foi realizada a mistura e homogeneização da amostra para posteriormente ser adicionada água à mistura.

As misturas estudadas são apresentadas na Tab. 1. As dosagens foram adotadas com base nos estudos de Aguiar (2014).

Tabela 1. Misturas

Mistura	Composição
M1	100% Solo
M2	98% Solo + 2% Cal
M3	94% Solo + 6% Cal
M4	98% Solo + 2% Sílica
M5	94% Solo + 6% Sílica
M6	94% Solo + 3% Cal + 3% Sílica

Para a determinação dos valores dos pesos específicos aparentes secos máximos e das umidades ótimas do solo natural e das misturas de Solo+Cal, Solo+Sílica e Solo+Cal+Sílica foram realizados ensaios de compactação no cilindro Proctor. Neste estudo, prevaleceu a utilização da energia normal. O procedimento do ensaio segue a metodologia descrita na NBR 7182 (ABNT, 2016).

O ensaio de cisalhamento direto para o solo natural e para as misturas foi realizado em um equipamento que possui coleta de dados automática, sendo realizado o ensaio conforme a norma Americana ASTM D 3080/98 Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions.

A Fig. 4a mostra o equipamento de ensaio de cisalhamento direto disponível no Laboratório de Geotecnia e Pavimentação da UNIPAMPA. Este equipamento possui coleta de dados automática, sendo realizado o ensaio conforme a norma Americana ASTM D 3080 (1998). Cada corpo de prova foi colocado em uma caixa bipartida, onde foi aplicado um carregamento normal e uma carga cisalhante na parte inferior da caixa que desliza sobre trilhos, enquanto a parte superior mantém-se fixa. A partir do ensaio de cisalhamento direto

é medida a tensão cisalhante e o deslocamento horizontal da amostra. Para todos os corpos de prova das misturas ensaiadas foram aplicados quatro carregamentos verticais: 25, 50, 100 e 200 kPa, com uma velocidade constante de deslocamento de 0,05 mm/min, para condições drenadas. No entanto, para a carga de 25 kPa, por ser uma carga normal muito baixa, os ensaios para as misturas M1, M2 e M3 (100% solo, 98% solo + 2% cal e 94% solo + 6% cal) não ocorreram de forma satisfatória, influenciando assim, na determinação da tensão cisalhante. Sendo assim, os resultados para carga de 25 kPa não foram utilizados.

Foram moldados corpos de prova em formato quadrado de 5 cm x 5 cm e 2 cm de altura. Após a moldagem, os corpos-de-prova foram embalados em plástico filme e seguiram para cura em ambiente com temperatura controlada, dentro de um saco plástico à vácuo. O tempo de cura para os corpos de prova foi de 28 dias. A Fig. 4b mostra um corpo de prova do ensaio de cisalhamento direto.

Figura 4. a) Equipamento de cisalhamento direto; b) corpo de prova 5cm x 5cm x 2cm



### 3. ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

#### 3.1 Caracterização do solo

A massa específica aparente do solo natural compactado do barramento, determinada pelo ensaio de frasco de areia em campo, foi de 1,762 g/cm<sup>3</sup>.

A massa específica dos grãos obtida pelo método do picnomêtro foi de 2,862 g/cm<sup>3</sup>. Nogueira (1995) encontrou 2,86 g/cm<sup>3</sup> de massa específica dos grãos do solo, para um solo arenoso de granulometria fina à média. Araújo (2009) obteve valores variando de 2,668 g/cm<sup>3</sup> a 2,625 g/cm<sup>3</sup> (areia e argila, respectivamente), enquanto que Emmert (2010) obteve valores médios de 2,69 g/cm<sup>3</sup> a 2,73 g/cm<sup>3</sup> (para solos finos) e 2,85 g/cm<sup>3</sup> (para um cascalho). Já Klamt (2012) obteve valores de massa específica dos grãos variando entre 2,62 g/cm<sup>3</sup> a 2,7 g/cm<sup>3</sup> para um solo arenoso-siltoso.

Aguiar (2014) encontrou os seguintes valores de massas específicas dos grãos para solos estabilizados com cal para utilização em barragens: solo arenoso-siltoso com 4% de cal - massa específica igual 2,80 g/cm<sup>3</sup>; solo argilo-arenoso com 6% de cal - massa específica igual a 2,79 g/cm<sup>3</sup>; solo arenoso com 2% de cal - massa específica igual 2,84 g/cm<sup>3</sup>; solo arenoso com 2% de cal - massa específica igual a 2,66 g/cm<sup>3</sup>. Bernardi (2006) estudou o emprego de um solo residual basáltico para aplicação em barragens e encontrou massa específica igual a 2,84 g/cm<sup>3</sup>.

A partir do ensaio de granulometria foi gerada a curva granulométrica mostrada na Fig. 5. O solo foi classificado como um solo de granulometria muito fina, com 96,65% do material passante na peneira 2 mm, 87,10% passante na peneira 0,42 mm e 77,10% do material passante na peneira 0,075mm.

Quanto aos limites de Atterberg, o solo apresentou o Limite de Liquidez (LL) igual a

65,71% e o Limite de Plasticidade (LP) igual a 30,39%, que por consequência gerou o Índice de Plasticidade (IP) igual a 35,32%.

A granulometria do solo juntamente com os limites de Atterberg permitiram classificar o solo quanto ao Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) e quanto ao Sistema Rodoviário de Classificação (HRB). No sistema SUCS o solo se classifica como uma argila inorgânica de alta plasticidade (CH), com mais de 50% de solo passante na peneira #200 e LL superior a 50%. No sistema rodoviário de classificação de solos é classificado como argiloso A-7-6, com mais de 35% passante na peneira número #200, com LL maior que 41 e IP maior que 11.

A classificação MCT para solos tropicais foi realizada conforme a sistemática desenvolvida por Nogami e Villibor (2009), por meio da compactação miniatura e perda de massa por imersão do solo. A partir da curva Mini-MCV foi possível obter o coeficiente de deformabilidade. Já a curva de compactação, correspondente a 12 golpes, permitiu determinar o coeficiente de compactação. Posteriormente, o ensaio de perda por imersão levou a determinar o índice de perda por imersão. Com isso, a Tab. 2 apresenta os parâmetros para a classificação MCT. Com os valores obtidos dos ensaios foi possível plotar o gráfico de classificação dos solos MCT, mostrado na Fig. 6. Dessa forma, foi possível definir o solo como não laterítico argiloso – NG’.

Tabela 2. Parâmetros para classificação MCT

Parâmetros	Valor
Coeficiente de deformabilidade (c’)	2,12
Coeficiente de compactação (d’)	50
Índice de perda por imersão (Pi)	116
Índice de Classificação (e)	1,16

Maiores detalhes quanto aos ensaios de caracterização do solo podem ser encontrados em Knierim (2016).

Figura 5. Curva granulométrica do solo em estudo

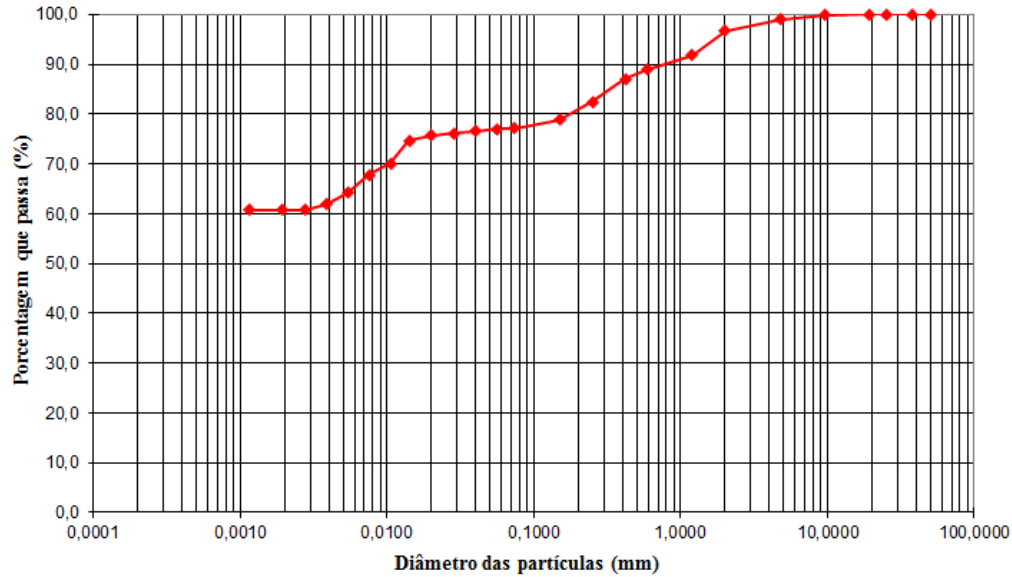
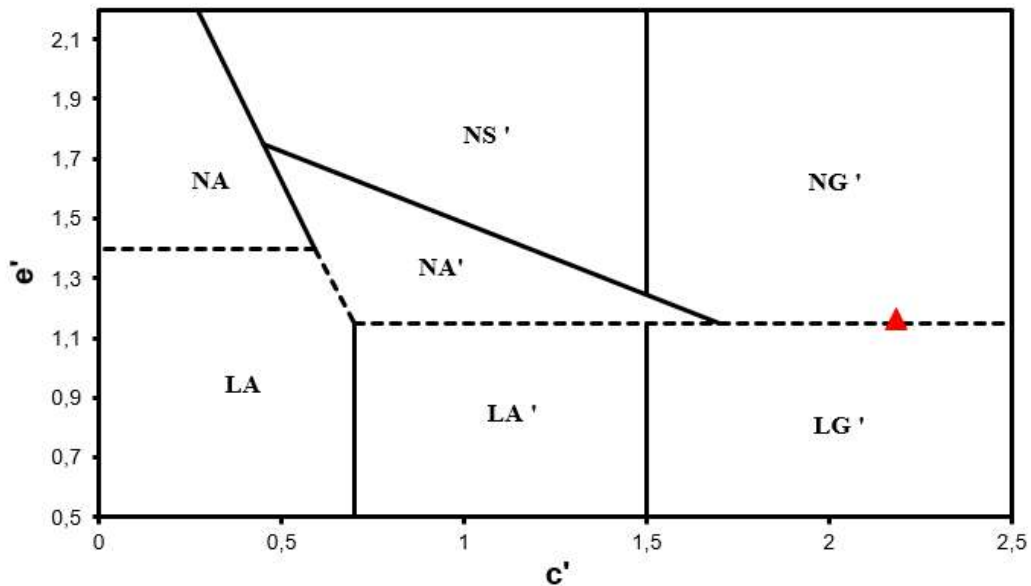


Figura 6. Classificação MCT do solo em estudo



### 3.2 Ensaio de compactação

O ensaio de compactação foi realizado na energia normal para todas as misturas em

estudo. A Tab. 3 apresenta os resultados de massa específica seca máxima e umidade ótima das misturas estudadas. As curvas de

compactação de todas as misturas podem ser encontradas em Knierim (2016).

Ao analisar a Tab. 3 percebe-se, para a compactação na energia normal, a tendência de diminuição da massa específica seca compactada e o aumento da umidade ótima das misturas com aditivo sílica (Misturas 4 e 5) e cal+sílica (Mistura 6), se comparado com o solo natural (Mistura 1). Já as misturas aditivadas apenas com cal (Misturas 2 e 3) apresentaram comportamento semelhante, quanto a massa específica seca compactada e umidade ótima, com os valores encontrados para o solo natural (Mistura 1). Quanto à umidade ótima, para a compactação em energia normal, é perceptível a tendência de aumento da umidade ótima para as misturas com adição de cal e o aumento da umidade ótima para as misturas contendo sílica e cal+sílica. A mistura que apresentou maior massa específica seca compactada ( $1,54 \text{ g/cm}^3$ ) foi a mistura com adição de 2% de cal (Mistura 2), sendo que esta mistura apresentou umidade ótima de 25,8%.

Tabela 3. Massa específica seca máxima e umidade ótima das misturas

Mistura	M. E. Seca Máxima ( $\text{g/cm}^3$ )	Umidade Ótima (%)
M1 (100% Solo)	1,53	25,60
M2 (98% Solo + 2% Cal)	1,54	25,80
M3 (94% Solo + 6% Cal)	1,53	25,30
M4 (98% Solo + 2% Sílica)	1,50	26,30
M5 (94% Solo + 6% Sílica)	1,48	30,50
M6 (94% Solo + 3% Cal + 3% Sílica)	1,47	29,60

A diminuição da massa específica seca máxima e o aumento da umidade ótima se explicam pelo fato de as partículas de solo se tornarem mais floculadas, quando adicionados os novos materiais ao solo. O índice de vazios aumenta e a estrutura floclada se torna forte para resistir a compactação com índices de

vazios mais altos, reduzindo a massa específica seca máxima (LOVATO, 2004).

### 3.3 Ensaio de cisalhamento direto

Neste item estão apresentados os resultados obtidos para o ensaio de cisalhamento direto. Na Fig. 7a, para a mistura de 100% solo sob energia normal, é mostrado o gráfico de tensão cisalhante x deslocamento, para cada tensão normal aplicada. Já a Fig. 7b, para a mesma mistura, mostra a tensão normal x tensão cisalhante, para cada uma das tensões normais aplicadas.

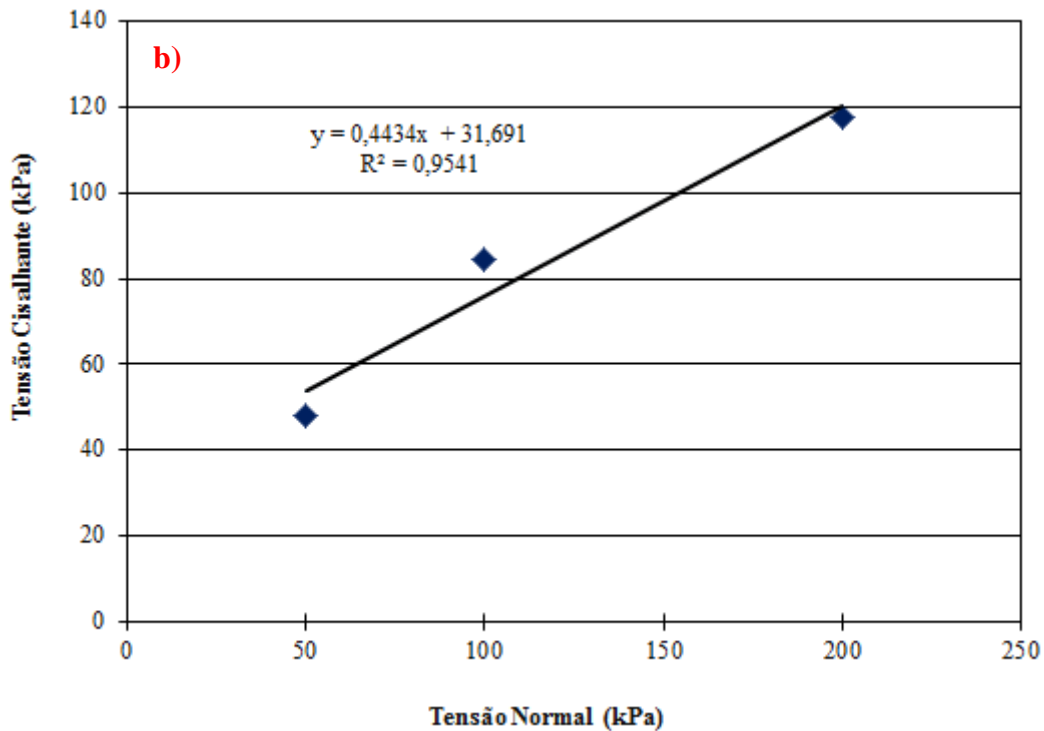
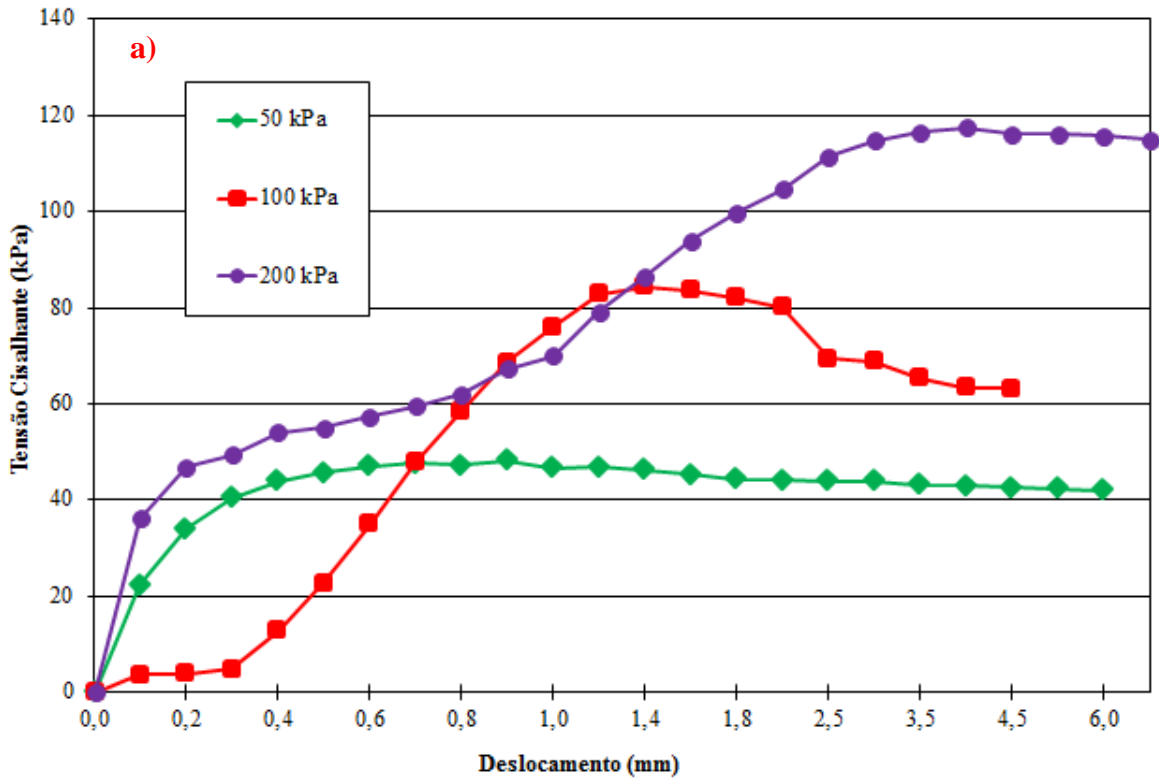
Pela Fig. 7a é possível observar que as curvas de tensões normais para 50, 100 e 200 kPa representam que o solo ensaiado está no estado pré-adensado (PA). Já pela Fig. 7b é possível verificar a envoltória de ruptura, onde o ângulo desta reta é correspondente ao ângulo de atrito e a constante da reta representa o intercepto coesivo (coesão) do material.

Os gráficos de todas as misturas podem ser encontrados em Knierim (2016). Os resultados obtidos no ensaio de cisalhamento direto para todas as misturas são apresentados na Tab. 4.

Tabela 4. Resultados do Ensaio de Cisalhamento Direto

Mistura	Ensaio de Cisalhamento Direto	
	Ângulo de Atrito (°)	Coesão (kPa)
M1 (100% Solo)	23,91	32
M2 (98% Solo + 2% Cal)	29,78	34
M3 (94% Solo + 6% Cal)	23,74	42
M4 (98% Solo + 2% Sílica)	25,79	52
M5 (94% Solo + 6% Sílica)	23,41	30
M6 (94% Solo + 3% Cal + 3% Sílica)	26,72	34

Figura 7. a) Tensão Cisalhante x deslocamento; b) Tensão Cisalhante x Tensão Normal



### **3.4 Análise de Correlação entre Parâmetros de Compactação e Resistência ao Cisalhamento Direto**

Na Tab. 5 são apresentados os valores encontrados nos ensaios de compactação e de resistência ao cisalhamento.

Pela Tab. 5, os resultados do ensaios de cisalhamento direto, mostraram que a adição de cal e sílica de casca de arroz (Mistura 2, Mistura 3, Mistura 4 e Mistura 6) possibilitou um aumento no intercepto coesivo em comparação com a mistura 100% solo (Mistura 1), sendo que a mistura com melhor desempenho foi a de 98% solo + 2% sílica (Mistura 4), com um aumento de 38,47%. Esse fato pode estar ligado às ligações cimentícias, que ao entrar em contato com a água reagem tornando o material mais resistente. Não obstante, o efeito de melhoria na coesão do solo não foi observado quando adicionado 6% de sílica (Mistura 5).

Quanto ao ângulo de atrito (Tab. 5), para o ensaio de cisalhamento direto, as misturas M2, M4 e M6 apresentaram melhora com relação a mistura de 100% solo (M1). A mistura que apresentou melhor desempenho no quesito foi a mistura M2 (98% solo + 2% cal), com um aumento de 19,72% em relação a mistura 100% solo. As misturas M3 (94% solo + 6% cal) e M5 (94% solo + 6% sílica) apresentaram uma leve redução no valor de

ângulo de atrito quando comparadas com a mistura de referência (M1).

Portanto, analisando as misturas em estudo, quanto ao ensaio de cisalhamento direto, têm-se as misturas compostas de 2% de aditivos como as mais eficientes. Isso se justifica pelo fato dessas misturas apresentarem melhoras na coesão e no ângulo de atrito.

Fazendo uma relação entre os resultados de compactação (massa específica seca máxima e umidade ótima) com os resultados de cisalhamento direto (ângulo de atrito e coesão), observa-se na Tabela 5, que o solo obteve um pequeno ganho de resistência e de massa específica seca máxima, além de apresentar maior grau de saturação, quando adicionado 2% de cal (Mistura 2).

Resultados similares de aumento de resistência e massa específica em solos finos sob a adição de 2 % de cal. foram encontrados por Aguiar (2014). Isso se deve ao fenômeno de desagregação do solo gerada por ação química, conduzindo o solo a um aumento do peso específico seco máximo, no entanto, a umidade ótima tende a diminuir (CAMAPUM DE CARVALHO et. al. 1996; AGUIAR, 2014). Diferentemente, nas Misturas 3, 4, 5 e 6, embora ocorra um ganho nos parâmetros de resistência se comparados ao solo natural (Mistura 1), não houve aumento das massas específicas secas máximas.

Tabela 5. Resultados de Compactação e Resistência ao Cisalhamento Direto

Mistura	Compactação		Ensaio de Cisalhamento Direto	
	Massa Específica Seca Máxima (g/cm <sup>3</sup> )	Umidade Ótima (%)		
			Ângulo de Atrito (°)	Coesão (kPa)
<b>M1 (100% Solo)</b>	1,53	25,60	23,91	32
<b>M2 (98% Solo + 2% Cal)</b>	1,54	25,80	29,78	34
<b>M3 (94% Solo + 6% Cal)</b>	1,53	25,30	23,74	42
<b>M4 (98% Solo + 2% Sílica)</b>	1,50	26,30	25,79	52
<b>M5 (94% Solo + 6% Sílica)</b>	1,48	30,50	23,41	30
<b>M6 (94% Solo + 3% Cal + 3% Sílica)</b>	1,47	29,60	26,72	34

#### 4. CONCLUSÕES

Pelos ensaios de caracterização do solo foi possível concluir que o solo é argiloso, ou seja, de granulometria muito fina. Consequentemente, utilizando a curva granulométrica e dos limites de Atterberg, foi possível classificar o solo pelo sistema SUCS como uma argila inorgânica de alta plasticidade e, no sistema HRB, como um solo argiloso A-7-6. Na metodologia de classificação tropical dos solos (MCT), o solo foi definido como argiloso não laterítico (NG’).

Com relação aos ensaios de compactação, na energia normal, foi possível observar a tendência de diminuição da massa específica seca compactada e o aumento da umidade ótima no solo quando adicionado sílica e sílica mais cal (98% solo + 2% sílica, 94% solo + 6% sílica, 94% solo + 3% sílica + 3% cal). Já as misturas aditivadas com cal (98% solo + 2% cal, 94% solo + 6% cal) apresentaram um ligeiro aumento da massa específica seca compactada.

Quanto ao ensaio de cisalhamento direto, a adição de 2% sílica no solo proporcionou o maior aumento no intercepto coesivo

(38,47%). Além disso, a mesma mistura (98% solo + 2% sílica) apresentou melhora de 7,29% no ângulo de atrito. Quanto ao ângulo de atrito a mistura 98% solo + 2% cal teve um aumento de 19,72%, sendo esta, a mistura que proporcionou o melhor desempenho quanto ao ângulo de atrito.

Portanto, analisando as misturas em estudo, para aplicação em uma barragem de terra de pequeno porte, tem-se a mistura 98% solo + 2% sílica e a mistura 98% solo + 2% cal as que apresentaram melhores desempenhos, quanto ao intercepto coesivo e, também, quanto ao ângulo de atrito.

A presente pesquisa teve resultados satisfatórios para utilização de solo aditivado de cal e sílica para aplicação em barragens de terra de pequeno porte, sendo isso demonstrado pelos ensaios de cisalhamento direto. Dessa maneira, a utilização de materiais alternativos na estabilização de solo para utilização em barragens de pequeno porte, vem a contribuir de forma satisfatória, tanto na resistência ao cisalhamento da barragem, como ambientalmente, utilizando materiais locais para a melhoria da capacidade do solo.



## *Agradecimentos*

Os autores agradecem a Pilecco Nobre pela doação da sílica de casca de arroz para realização deste estudo.

## **5. REFERÊNCIAS**

AGUIAR, L. A. **Análise do Comportamento Mecânico de Solos Compactados e Estabilizados Quimicamente para Uso de Barragens**. Tese (Doutorado) em Geotecnia. Universidade de Brasília. Brasília, 2014.

ARAÚJO, A. F. **Avaliação de misturas de solos estabilizados com cal, em pó e em pasta, para aplicação em rodovias no estado do Ceará**. Dissertação (Mestre em Engenharia de Transportes). Universidade Federal do Ceará, 2009.

Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. **NBR 6459: Solo – Determinação do Limite de Liquidez**. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

\_\_\_\_\_. **NBR 6508: Grãos de Solo que Passam na Peneira de 4,8 mm – Determinação da Massa Específica**. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.

\_\_\_\_\_. **NBR 7175: Cal hidratada para argamassas – Requisitos**. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

\_\_\_\_\_. **NBR 7180: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade**. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

\_\_\_\_\_. **NBR 7181: Solo – Análise Granulométrica**. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

\_\_\_\_\_. **NBR 7182: Solo – Ensaio de Compactação**. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

\_\_\_\_\_. **NBR 7185: Solo – Determinação Massa Específica Aparente “in situ”, com emprego do frasco de areia**. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

\_\_\_\_\_. **NBR 9604: Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo, com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas**. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

**ASTM D3080** - Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. American Society for Testing and Materials, 1998.

BERNARDI, J. **Caracterização de jazidas de solo residual de basalto visando seu emprego em barragens de terra**. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul. Curso de Engenharia Civil. Ijuí/RS. 2006.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; GUIMARÃES, R. C.; CARDOSO, F. B. F.; PEREIRA, J. H. F. **Proposta de uma Metodologia para Ensaio de Sedimentação**, in: 30ª Reunião Anual de Pavimentação. Salvador, 1996, 520-531p

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações**. 6 Ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora, 1988.

COSTA, W. D. **Eologia de Barragens**. Editora Oficina de Textos. 1ª Ed. 352 p. 2012.

CRISTELO, N. **Estabilização de Solos Residuais Graníticos Através da Adição de Cal**. Dissertação (Mestrado). Curso de Engenharia Civil, Estruturas, Geotecnia e Fundações. Universidade do Minho. Guimarães, 2001.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **ME 256/94: Solos compactados com equipamento miniatura – determinação da perda de massa por imersão**. Rio de Janeiro: DNER, 1994a. 6 p.

\_\_\_\_\_. **ME 258/94: Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-MCV**. Rio de Janeiro: DNER, 1994b. 14 p.

\_\_\_\_\_. **CLA 259/96: Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos-de-prova compactados em equipamento miniatura**. Rio de Janeiro: DNER, 1996. 6 p.

EMMERT, F. **Avaliação do emprego de técnicas de estabilização de solos na melhoria de estradas florestais da região de**

**Niquelândia – GO.** Dissertação (Mestrado em Engenharia). Universidade de Brasília, 2010.

JACINTHO, E. C. **Estudos das propriedades e comportamentos de misturas solo-emulsão aplicado a barragens.** Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília. Brasília. DF. 279 p. 2010.

KLAMT, A. R. **Utilização da cal e da cinza da casca de arroz no melhoramento das propriedades geotécnicas de solo.** Trabalho de conclusão de Curso. Unipampa. Alegrete/RS. 2012.

KNIERIM, L. S. **Estudo do comportamento mecânico de um solo fino compactado e estabilizado quimicamente para utilização em barragens de pequeno porte.** Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil). Universidade Federal do Pampa. Alegrete/RS. 2016

LAMBE, T. W. Soil Stabilization. In: **Foundation Engineering.** Cap. 4. Editado por G. A. Leonards. Ed. Mc Graw – Hill Book Co. 1962.

LOVATO, R. S. **Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Laterítico Estabilizado com Cal, Aplicado à Pavimentação.** Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGEC-UFRGS, Porto Alegre, 2004.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D.F. Uma nova classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias. **Anais...** Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, Vol. 1, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, pp. 30-41, 1981.

NOGUEIRA, J.B. **Ensaio de laboratório em mecânica dos solos.** São Carlos: EESC/USP. 1995.

SUAREZ, D. A. A. **Estudo do Comportamento Mecânico de Dois Solos Lateríticos do Estado de São Paulo com Adição de Emulsão Asfáltica.** Dissertação (Mestrado). Curso de Engenharia Civil.

Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. São Carlos. 2009.

## A IMPORTÂNCIA DA MEDIÇÃO DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS EM CORTINAS DE CONTENÇÃO

**Marciano Lang Fraga**

Engenheiro Civil e diretor da MLF Consultoria Geotécnica Ltda

[marciano@mlfgeotecnia.com.br](mailto:marciano@mlfgeotecnia.com.br)

**Jonatan Garrido Jung**

Engenheiro Civil na MLF Consultoria Geotécnica Ltda

[jonatan@mlfgeotecnia.com.br](mailto:jonatan@mlfgeotecnia.com.br)

**Matheus Campos Pompermayer**

Acadêmico em Engenharia Civil pela PUCRS e estagiário da MLF Consultoria Geotécnica Ltda

[pompermayer.matheus@gmail.com](mailto:pompermayer.matheus@gmail.com)

**Resumo.** *Este artigo apresenta o caso de três obras de contenção em paredes diafragma atirantadas na cidade de Porto Alegre/RS onde houve o acompanhamento dos deslocamentos horizontais ao longo das fases de escavação até o travamento com as lajes. Discute-se aqui a peculiaridade de cada obra, algumas possíveis inconsistências além de cotejar os dados observados com previsões teóricas e critérios obtidos da literatura técnica. Por fim mostra a importância da mensuração dos deslocamentos para o controle de desempenho das cortinas.*

**Palavras-chave:** *Paredes diafragma. Deslocamentos horizontais. Monitoramento.*

### 1. INTRODUÇÃO

Contenções em cortinas atirantadas são soluções corriqueiras para viabilizar escavações quer em áreas urbanas ou fora delas. A literatura especializada é abundante sobre o assunto: Budhu (2013), Caputo (1988), Craig (2014), Tschebotarioff, (1978), Ranzini e Negro Jr. (1998) tanto na descrição da técnica como na proposição metodológica de dimensionamento. Entretanto as incertezas envolvidas, quer na investigação geotécnica,

quer na obtenção dos parâmetros muitas vezes oriundos de correlações ou até mesmo na definição do método de avaliação dos carregamentos trazem à tarefa do projetista incertezas significativas. Nesse sentido o monitoramento dos deslocamentos confere mais confiabilidade às premissas de projeto e segurança à obra.

### 2. DESCRIÇÃO DAS OBRAS

#### 2.1 Edifício público

Trata-se de uma escavação de aproximadamente 11 m para implantação de 3 subsolos num prédio público no bairro Praia de Belas. A Figura 1 mostra um dos perfis de sondagem dentro de uma companhia total de 10 ensaios SPT realizados conforme a NBR 6484 (ABNT, 2001) e mais 9 ensaios CPT conforme a antiga NBR 12069 (ABNT, 1991).

Trata-se de uma zona de deposição de camadas intercaladas e irregulares de areia e argila com baixos índices de compactidade e consistência nos primeiros metros crescendo gradualmente até atingir o impenetrável entre 30 e 40 m. O nível d'água apresenta-se quase superficialmente e já durante as perfurações

foi encontrada muita água que continuou jorrando abundante pelos furos dos tirantes.

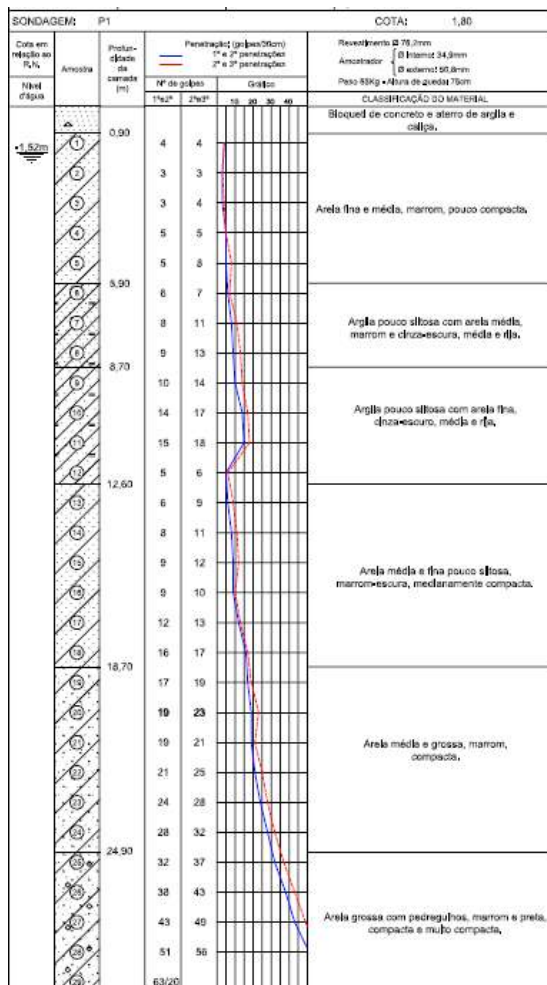


Figura 1. Perfil geotécnico

Como solução foram executadas lamelas moldadas *in loco* com 60 cm de espessura e 17 m de profundidade. Para contrabalançar os empuxos aplicaram-se três linhas de tirantes executados segundo a NBR 5629 (ABNT, 2009). A Tabela 1 resume as principais informações sobre os tirantes:

Tabela 1. Resumo dos tirantes

Linha	Carga (kN)	L Livre (m)	L Ancorado (m)
1a	400	13/27	12/13
2a	800/900	9/16	15/16
3a	800/900	8	15/16



Figura 2. Início da escavação

No edifício lindeiro à escavação do prédio público foram medidos fortes recalques no piso do térreo (Figura 4), mas não observadas pelas medições de recalques dos pilares. A situação do térreo se explica mais pela fuga de solo devido ao forte fluxo de água pelos furos dos tirantes (Figura 3) além de que o piso provavelmente não se encontra apoiado sobre fundações profundas. Já a inexistência de recalques na estrutura do edifício vizinho se deve ao fato de o mesmo ter fundações em estacas apoiadas abaixo da cota de escavação.



Figura 3. Fluxo de água pelo tirante no prédio público





Figura 4. Patologia no prédio vizinho ao edifício público

## 2.2 Edifício Residencial

A segunda obra consta de um empreendimento residencial no bairro Auxiliadora com 2 subsolos. Como o terreno é em aclive as alturas de escavação variaram de 7 a 12 m.



Figura 5. Escavação concluída

A Figura 6 apresenta um dos perfis geotécnicos dentro de uma campanha total de 14 sondagens SPT. A estratigrafia é composta basicamente de um solo residual argiloso nos primeiros 3 a 5m passando para uma alteração de rocha com forte presença de mica. Os limites de sondagem foram bem variados devido a existência de matacões, chegando ao máximo de 15 m. Não foi observado nível d'água, mas durante as escavações vertia água pelos tirantes mais baixos.

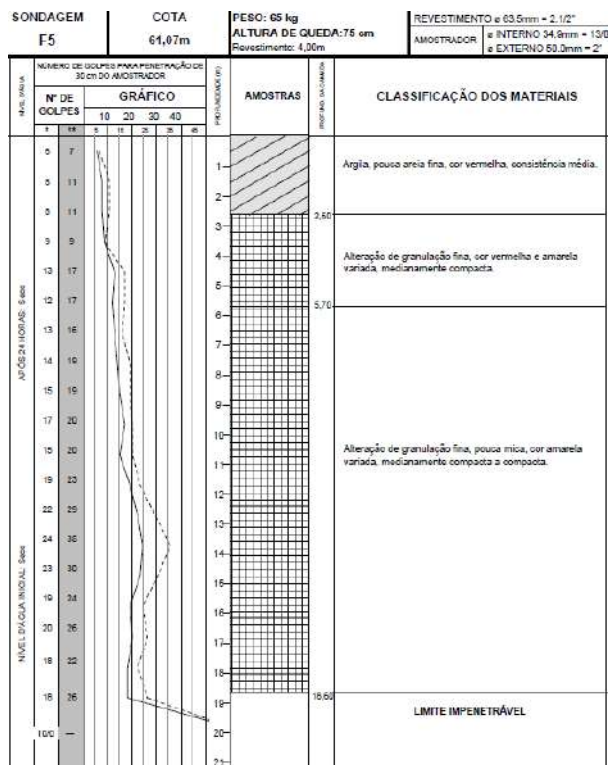


Figura 6. Perfil geotécnico

Como solução de contenção foram executadas lamelas de 40 cm que em alguns locais ficaram sem ficha ou com ficha menor que 1,5 m, mínimo recomendado pela antiga norma NBR 9061 (ABNT, 1985). Como reação aos empuxos foram executadas de 2 a 5 linhas de tirantes com carga de trabalho variando entre 200 e 350 kN e comprimentos totais entre 8 e 19 m.

## 2.3 Edifício Comercial

A última obra é um empreendimento comercial no bairro Higienópolis que para a implantação de 2 subsolos foram escavados cerca de 8m. a 9m. Executaram-se lamelas de 30 cm com comprimentos de até 12 m. Os tirantes estavam dispostos em 2 ou 3 linhas com cargas de trabalho variando entre 100 e 330 kN e comprimentos totais entre 8 e 17 m.



Figura 7. Escavação em andamento

O perfil geotécnico mostrado na Figura 8 é típico de solo residual constando de uma primeira camada argilosa de consistência média a rija seguida de uma alteração de rocha marcada pela presença de mica. O impenetrável variou entre 16 e 19 m. A leitura de nível d'água foi errática e durante a escavação não foi encontrada água, mas sim ao final da mesma observou-se o contínuo encharcamento do fundo da escavação.

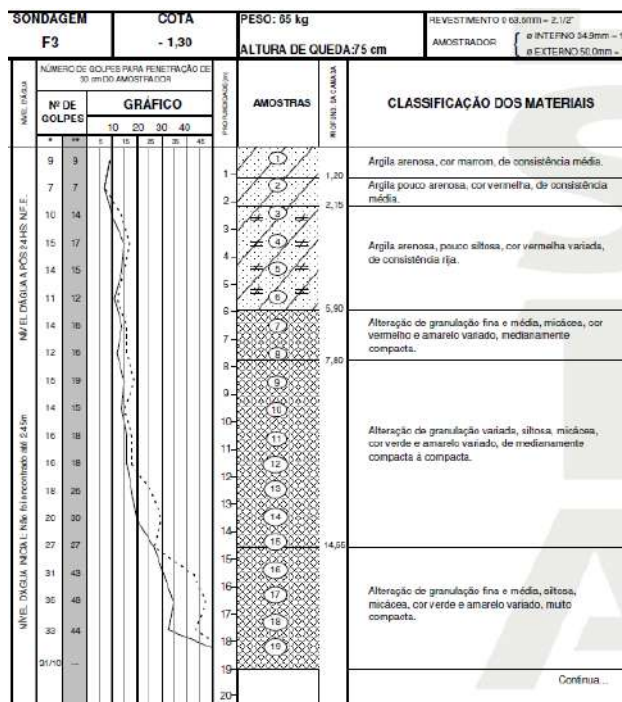


Figura 8. Perfil geotécnico

### 3. MONITORAMENTOS

Em todas as obras foi utilizado equipamento topográfico para medição dos deslocamentos e apenas na primeira, contou-se com o uso de inclinômetros.

#### 3.1 Edifício público

No primeiro plano de controle originalmente estavam previstos 14 inclinômetros para o acompanhamento dos deslocamentos e de fato foram instalados, mas danificados em certo momento do andamento da obra. Durante esse período os deslocamentos observados estiveram entre 18 a 20 mm próximos ao pé da cortina. Depois, seguiu-se ao monitoramento com leituras através de equipamento topográfico em 30 pontos. A Figura 9 mostra a leitura do inclinômetro 8.

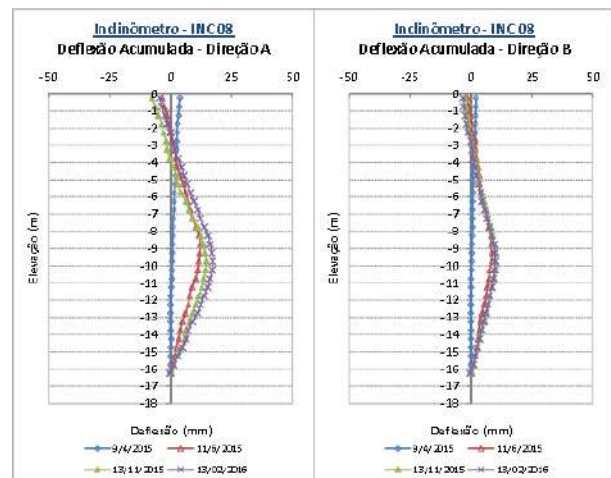


Figura 9. Medição do inclinômetro 8

A segunda fase das medições apontou deslocamentos máximos na região da cortina da ordem de 8 mm. Somando a estes valores as deflexões medidas no topo da cortina pelos inclinômetros mais próximos, podemos ter uma estimativa do deslocamento total acumulado da cortina. A Tabela 2 apresenta os deslocamentos acumulados da cortina na direção da escavação.

Tabela 2. Deslocamento acumulado nos pontos da cortina

Pino	$\Delta H$ (mm)	Pino	$\Delta H$ (mm)
PHV1	11	PHV16	5
PHV2	11	PHV17	9
PHV3	11	PHV18	11
PHV4	11	PHV19	10
PHV5	8	PHV20	7
PHV6	11	PHV21	8
PHV7	7	PHV22	11
PHV8	6	PHV23	7
PHV9	2	PHV24	6
PHV10	6	PHV25	2
PHV11	0	PHV26	14
PHV12	5	PHV27	11
PHV13	7	PHV28	13
PHV14	9	PHV29	14
PHV15	7	PHV30	10

### 3.2 Edifício residencial

Nesta obra foram instalados 16 pinos de medição de deslocamentos em diversas etapas, ao longo de 268 dias. No período mais crítico alcançaram-se velocidades de até  $430\mu\text{m}/\text{dia}$ . As linhas verticais coloridas no gráfico indicam aproximadamente as datas de escavação de cada patamar, já as linhas verticais em preto indicam as datas de execução do primeiro trecho da primeira laje correspondendo em duas etapas iniciado nos fundos da obra em panos correspondendo a 2/3 e 1/3 do total respectivamente. O recuo no deslocamento do pino 4 provavelmente se deve a um erro de leitura.

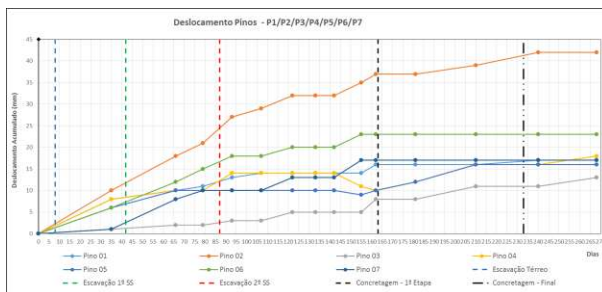


Figura 10. Deslocamento dos pinos P1 a P7

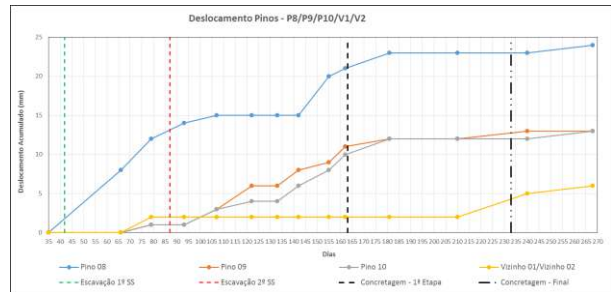


Figura 11. Deslocamento dos pinos P8 a P10 e V1, V2

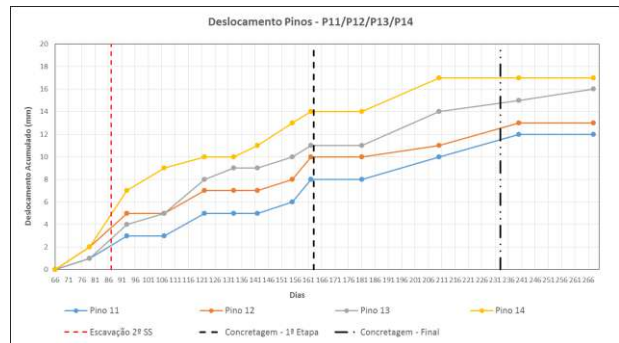


Figura 12. Deslocamento dos pinos P11 a P14

Pode-se observar que os deslocamentos são progressivos durante a fase de escavação e tende a se estabilizar, mas não de todo, após a concretagem da primeira laje.

### 3.3 Edifício comercial

Foram fixados 19 pinos para um período de leitura de 321 dias. A linha tracejada vertical indica a concretagem da primeira laje naquela região. Leituras “negativas” se devem à imprecisão do equipamento de medida.

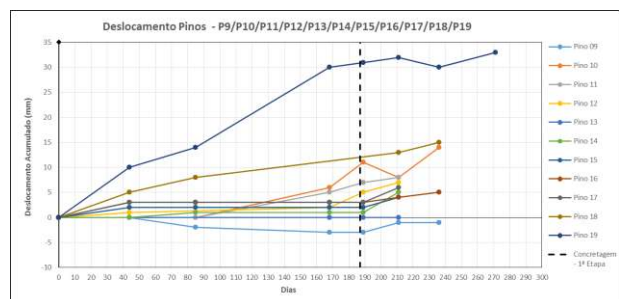


Figura 13. Deslocamento dos pinos P9 ao P19



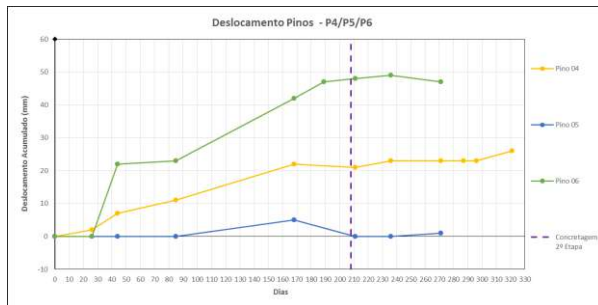


Figura 14. Deslocamento dos pinos P4 a P6

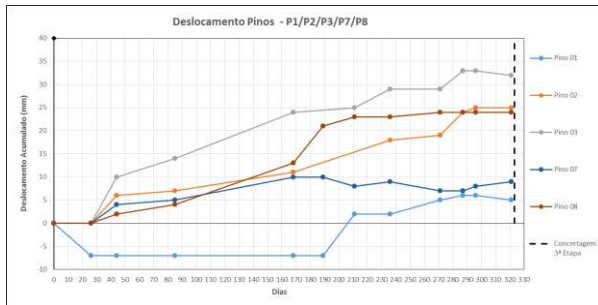


Figura 15. Deslocamento dos pinos P1 a P3, P7 e P8

Apesar de um deslocamento medido de 47mm, em campo não se observou na região do P6 nenhuma patologia junto ao lindeiro, quer seja afundamento de piso ou fissuras junto ao muro.

#### 4. PREVISÃO DE DESLOCAMENTOS

As deformações previstas para as cortinas foram estimadas segundo a modelagem realizada utilizando o programa Cype – Módulo Cortinas, da Cype Ingenieros e para cada obra elaborou-se um perfil geotécnico ideal com base nas correlações apresentadas por Joppert Jr (2007).

##### 4.1 Edifício público

A figura 16 mostra que o modelo obteve como previsão deslocamentos de 18mm. Esses valores relativamente baixos se devem a influência de 2 elementos principais: a ficha profunda, com cerca de 6,0m e as cargas dos tirantes também de magnitudes

mais elevadas que o comum para esses níveis de escavação.

Tabela 3. Parâmetros geotécnicos do solo

Camada	L (m)	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sub}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\Phi$ (°)	C (kPa)
Areia	11	18	10	30	0
Areia	5,4	20	12	37	0
Argila	6,5	21	11	20	100
Argila siltosa	-	20	9	25	50

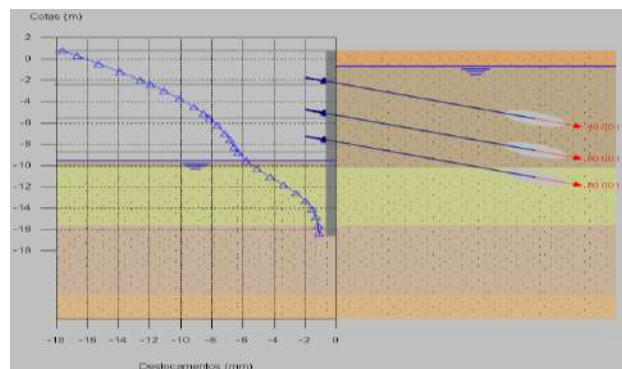


Figura 16. Deslocamento da cortina

##### 4.2 Edifício residencial

Foram analisados 2 pinos de medição, P7 e P2. No P2 inicialmente criou-se um modelo sem a consideração do nível d'água (Figura 18) onde os deslocamentos seriam da ordem de 8mm, mas depois com a observação em campo do fluxo hídrico pelos furos dos tirantes buscou-se uma simulação compatível com os deslocamentos observados e pode-se verificar que os mesmos se dariam com o NA em torno de -6,0 m (Figura 19) alcançando valores em torno de 45mm.

Tabela 4. Parâmetros geotécnicos do solo

Camada	L (m)	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sub}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\Phi$ (°)	C (kPa)
Argila	4	19	9	16	16
Silte arenoso	12	19	10	21	16



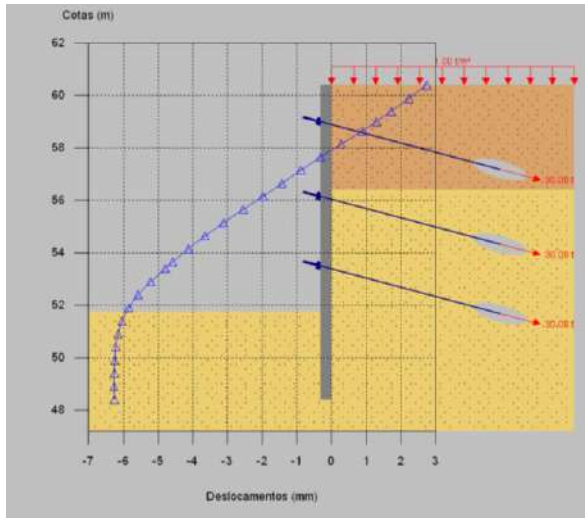


Figura 17. Deslocamento da cortina no P7

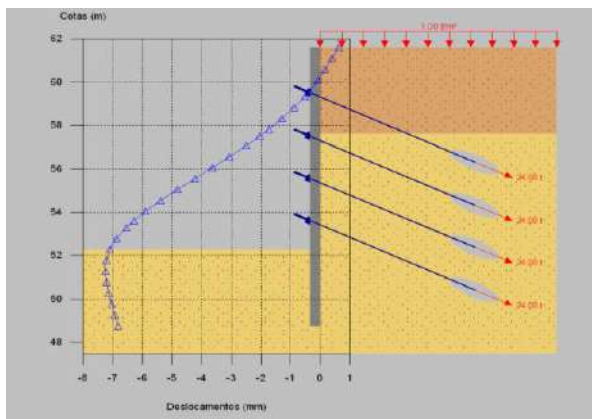


Figura 18. Deslocamento da cortina no P2

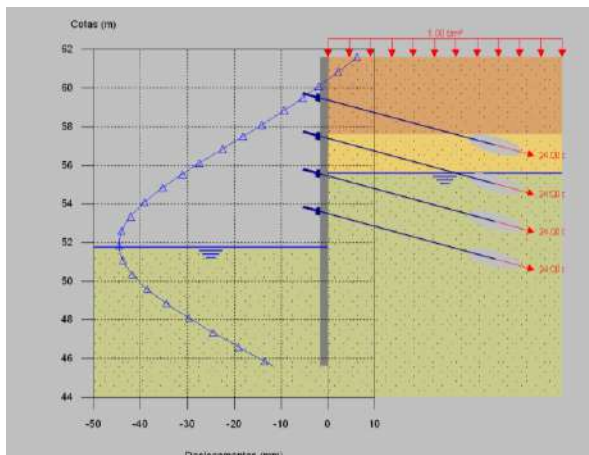


Figura 19. Deslocamento da cortina com NA no P2

### 4.3 Edifício comercial

Também neste caso foram estudados 2 pinos de medição, P6 e P3. Para o P3 um modelo inicial foi elaborado sem presença de água (Figura 21) e com berma de equilíbrio. Neste caso as estimativas de movimentação eram da ordem de 21mm. Ocorre que após as escavações ocorreu um vazamento na rede pública de águas que gerou vazamento para dentro da obra acarretando ruptura do talude e certamente sobrecarga hidráulica nas cortinas. Assim os deslocamentos foram reavaliados numa nova modelagem (Figura 22) mais compatível com a realidade em torno de 37mm.

Tabela 5. Parâmetros geotécnicos do solo

Camada	L (m)	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sub}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\Phi$ (°)	C (kPa)
Argila Arenosa	1	17	8	13	17
Argila Arenosa	1	18	8	15	25
Argila Arenosa	1	20	10	21	25
Silte Arenoso	1	19	9	17	25
Silte Arenoso	4	19	10	22	17
Silte Arenoso	7	20	10	23	25

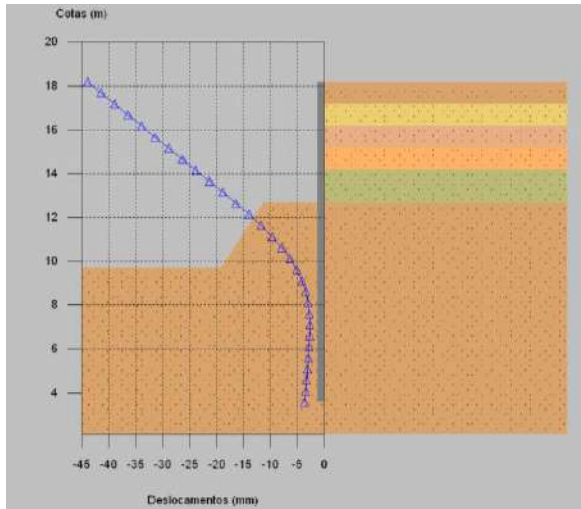


Figura 20. Deslocamento da cortina no P6

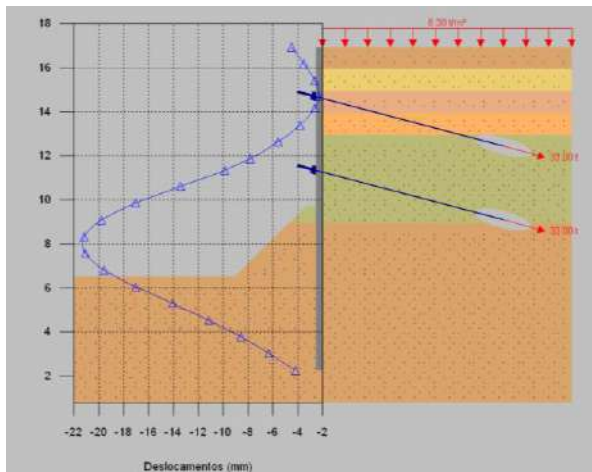


Figura 21. De deslocamento da cortina no P3

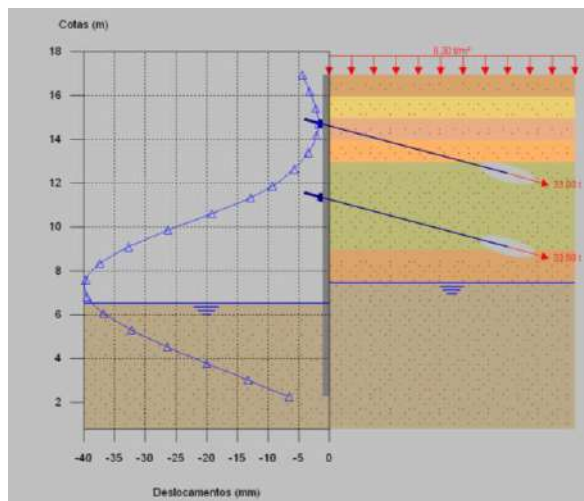


Figura 22. Deslocamento da cortina sem berma e com NA no P3

## 5. CRITÉRIOS DE ACEITAÇÃO

Segundo a NBR 11682 (ABNT, 2009) existe a obrigatoriedade do monitoramento com instrumentação, mas a mesma não fornece um critério de avaliação. Esta norma se refere mais especificamente à Estabilidade de Encostas mas abarca estruturas ancoradas com tirantes. Assim buscou-se na literatura nacional, especialmente em Gerscovich et al. (2016), Gusmão Filho (2006) e Milititsky (2016). Estes autores apresentam valores de referência com base em estudos de caso que variam geralmente entre 0,2 a 0,5% da altura de escavação, mas podendo chegar muito além até 2 a 3,2% para o caso de argilas moles, mas sempre chamando atenção que deslocamentos horizontais de cortinas estão associados a deslocamentos verticais a montante da escavação com implicações sobre as fundações lindeiras quando existirem.

Não foi encontrada nenhuma referência sobre critérios de avaliação de velocidades de deslocamentos horizontais, mas apenas sobre recalques nas fundações oriundos de escavações.

A Tabela 6 mostra de forma concisa os resultados dos monitoramentos sendo H a altura do pino em relação ao fundo da escavação e  $\Delta H_c$  os deslocamentos horizontais calculados e  $\Delta H_m$  os medidos.

Tabela 6. Deslocamentos horizontais das cortinas

Obra	H (m)	$\Delta H_c$ (mm)	$\Delta H_m$ (mm)	$\Delta H_m/H$ (%)
Público	11	18	14	0,13
Resid. P7	8,7	6	17	0,20
P2	9,9	44	42	0,42
Com. P6	8,5	44	47	0,55
P3	10,5	40	32	0,30

## 6. CONCLUSÃO

Segundo Assis et al (2017), citando Lamb (1976) a previsão de desempenho a partir da utilização de dados de monitoramento geotécnico aliado a modelos numéricos ou físicos podem se agrupar em três classes, a saber:

- Classe A onde as previsões são feitas antes do evento com base exclusiva nos dados disponíveis de investigação geotécnica. A instrumentação é utilizada posteriormente para confirmar as hipóteses dos modelos;
- Classe B onde as previsões são feitas durante o evento quando já existem alguns dados disponíveis de instrumentação da obra;
- Classe C onde as previsões são feitas após o evento. Os dados de monitoramento são utilizados como evidências.

Os valores medidos nas obras apresentadas estão quase todos dentro da faixa esperada ou senão muito próximos. A ferramenta computacional aplicada mostrou-se útil para a previsão dos deslocamentos horizontais com faixas de variação da ordem de 5 a 30% do calculado em relação ao medido.

Ainda que os critérios de verificação estejam associados a deslocamentos totais e não a velocidades, a prática de elaborar previsões é muito útil para a avaliação de desempenho, devendo ser aplicada como rotina nos projetos de contenção.

Os autores aproveitam também para compartilhar algumas experiências oriundas das obras apresentadas que servem também como alerta:

i) O projeto nem sempre é seguido corretamente pelo empreiteiro quer seja por impossibilidade executiva (p. ex.: presença de matacões), quer seja por má leitura do projeto;

ii) As ocorrências de obra que alteram o projeto nem sempre são imediatamente comunicadas ao projetista;

iii) As medições (de carga ou deslocamento) podem conter erros e imprecisões às vezes grosseiros;

iv) A água é um forte fator instabilizante e sua consideração deve ser cuidadosamente avaliada quer seja pela possibilidade de ruptura de redes públicas quer seja pela sua variação sazonal. É aconselhável uma análise levando em conta os aspectos geológicos e topográficos do entorno da obra;

v) Qualquer tipo de ajuste de projeto ou reforço deverá ser feito enquanto os equipamentos estiverem na obra. Além dessa etapa é praticamente impossível, dado os custos envolvidos, alguma ação. Assim é fundamental o Acompanhamento Técnico de Obra, com coleta de informações precisas e tempestivas.

## 7. REFERÊNCIAS

ABEF. Manual de Execução de Fundações e Geotecnia – São Paulo: Pini, 2012. 499p.

ABNT. NBR 5629: Execução de Tirantes Ancorados no Terreno. Rio de Janeiro, 2006. 32p.

ABNT. NBR 6484: Solo - Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 2001. 17p.

ABNT. NBR 9061: Segurança de Escavação a

Céu Aberto – Procedimento. Rio de Janeiro 1985. 31p.

ABNT. NBR 11682: Estabilidade de Encostas. Rio de Janeiro, 2009. 33p.

ABNT. NBR 12069: Solo - Ensaio de penetração de cone in situ (CPT) - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1991. 11p.

ASSIS, ANDRÉ et al. Modelagem Física e Numérica. Revista Fundações e Obras Geotécnicas. São Paulo, n. 77, ano 7, p. 80-100, fev-2017.

BUDHU, MUNI. Fundações e Estruturas de Contenção. 1ª ed. – Rio de Janeiro: LTC Livros Técnicos e Científicos Editora S.A, 2013. 427p.

CAPUTO, HOMERO PINTO. Mecânica dos Solos e suas aplicações. 6ª ed. – Rio de Janeiro: LTC Livros Técnicos e Científicos Editora S.A, 1988. Vol 2.

CRAIG, R. F e KNAPPET, J.A. Mecânica dos Solos. 8ª ed. – Rio de Janeiro: LTC Livros Técnicos e Científicos Editora S.A, 2014. 419p.

GERSCOVICH, DENISE et al. Contenções: teoria e aplicações em obras – São Paulo: Oficina de Textos, 2016. 319p.

GUSMÃO FILHO, JAIME. Desempenho de Obras Geotécnicas – Recife: Editora Universitária, 2006. 523p.

JOPPERT JR, IVAN. Fundações e Contenções de Edifícios – São Paulo: Pini, 2007. 221p.

MILITITSKY, JARBAS. Grandes escavações em perímetro urbano – São Paulo: Oficina de Textos, 2016. 144p.

RANZINI, STELVIO M. T e NEGRO JR., ARSÊNIO. Obras de Contenção: tipos, métodos executivos, dificuldades executivas In: **Fundações: teoria e prática**. 2ª ed. – São Paulo: Pini, 1998. 751p.

TSCHEBOTARIOFF, GREGORY P. Fundações, Estruturas de Arrimo e Obras de Terra – São Paulo: McGraw-Hill, 1978. 513p.

## ESTUDO COMPARATIVO DE SAPATAS E ESTACAS ESCAVADAS PARA SOLO DE PELOTAS-RS

**Daniel Franz Barassuol**

Engenheiro Civil  
daniel\_barassuol@hotmail.com

**Rafael Rosa Hallal**

Engenheiro Civil, Analista de Infraestrutura do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Professor Assistente do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Pelotas  
rrhallal@hotmail.com

**Márcio da Fonseca Martins**

Engenheiro Civil, Mestrando do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria  
marciofm88@gmail.com

**Celso Luís da Silva Pedreira**

Engenheiro Civil, Engenheiro da Superintendência do Porto do Rio Grande  
celpedreira@uol.com.br

**Henrique Otto Coelho**

Engenheiro Civil, Analista de Infraestrutura do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Professor Assistente do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Pelotas  
hocoelho@ibest.com.br

**Resumo.** *O presente trabalho teve por objetivo realizar um estudo comparativo, econômico e técnico, entre a utilização de sapatas isoladas rígidas e estacas escavadas do tipo broca para solos de três regiões diferentes de Pelotas-RS. Foi estudada uma metodologia de cálculo de capacidade de carga para cada uma das fundações escolhidas. O método para sapatas utilizado foi a Teoria de Terzaghi e para estacas escavadas, Aoki & Velloso. Foram consideradas duas habitações unifamiliares de um e dois pavimentos para o comparativo. Para avaliação técnica foi considerado o projeto em si, onde se leva em conta os dimensionamentos feitos e a viabilidade executiva dos mesmos. Já no comparativo econômico verificou-se os custos da execução como volume de concreto utilizado, mão de obra, equipamento, quantidade de aço,*

*volume escavado e tempo de execução. Os valores dos insumos deste trabalho foram retirados do sistema da caixa SINAPI.*

**Palavras-chave:** *Sapatas isoladas rígidas. Estacas escavadas do tipo broca. Solo de Pelotas-RS.*

### 1. INTRODUÇÃO

Fundações são elementos estruturais cuja função é transmitir as ações atuantes na estrutura à camada resistente do solo. Os elementos estruturais de fundações devem apresentar resistência adequada para suportar as tensões geradas pelos esforços solicitantes. Além disso, uma fundação deve transferir e distribuir seguramente as ações da superestrutura ao solo, de modo que não cause recalques diferenciais prejudiciais ao sistema

estrutural nem a própria ruptura do solo (ALVA, 2007).

Segundo a NBR 6122/2010 (ABNT, 2010), em função da profundidade da cota de apoio, as fundações são classificadas em fundação superficial e fundação profunda. Um dos tipos de fundação superficial mais comum é a sapata, elemento superficial de concreto armado dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo emprego de armadura especialmente disposta para esse fim. Um dos tipos de fundação profunda mais comum é a estaca, elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja descida de pessoas.

No município de Pelotas-RS, é corrente nas edificações o emprego de sapatas isoladas rígidas e de estacas escavadas do tipo broca. As estacas do tipo broca são estacas de pequeno diâmetro, executadas por uma perfuração ou escavação no terreno (manual ou mecanizada), com auxílio de trado, com retirada de material que em seguida é enchida de concreto e tem se tornado um método preferido para construções de pequeno e médio portes.

Conforme Velloso e Lopes (2011), o primeiro passo para uma investigação adequada do subsolo é fazer uma investigação preliminar, no qual tem como objetivo conhecer as principais características do solo. Nesta fase normalmente é executada apenas sondagens a percussão. O segundo passo é fazer uma investigação complementar ou de projeto, esta etapa tem como objetivo obter as feições relevantes do subsolo e as características mais importantes do subsolo do ponto de vista das fundações. E por fim um terceiro passo que é uma investigação para fase de execução, que visa confirmar as condições que foram impostas no projeto nas áreas mais críticas da obra.

O conhecimento prévio das características geotécnicas de uma área urbana é necessário para orientar o uso e ocupação do solo, podendo identificar áreas de riscos, terrenos suscetíveis à erosão e deslizamento, e locais com lençol freático elevado, onde a ocupação deve ser controlada ou até evitada (SCHEIDT et al., 2010). Embora esteja em seu terceiro Plano Diretor desde 2009, Pelotas-RS não possui nenhum mapeamento sobre informações geotécnicas para auxiliar o planejamento do uso e ocupação do solo (XAVIER, 2010).

Em virtude do exposto, objetivou-se, com o presente estudo, realizar um estudo comparativo entre a utilização de sapatas isoladas rígidas e estacas escavadas do tipo broca para solos de três regiões diferentes de Pelotas-RS: macrozona geral do Fragata, macrozona da Colina do Sol e macrozona da Marina Ilha Verde. Os objetivos específicos do trabalho foram: analisar os tipos de solos das três regiões de Pelotas-RS escolhidas a partir de sondagens SPT; efetuar um estudo comparativo econômico e técnico das fundações escolhidas.

## **2. METODOLOGIA**

### **2.1 Área de estudo**

Foram escolhidas três regiões no município de Pelotas-RS a partir do trabalho feito por Beloni et al. (2014), o qual dividiu o município em sete macrozonas. Com isso, neste trabalho foram escolhidas três macrozonas de Pelotas-RS: macrozona geral do Fragata, macrozona da Colina do Sol e macrozona da Marina Ilha Verde.

A primeira macrozona escolhida foi a macrozona geral do Fragata que apresenta uma extensão de 2700 metros. A Figura 1, a seguir, ilustra essa macrozona.



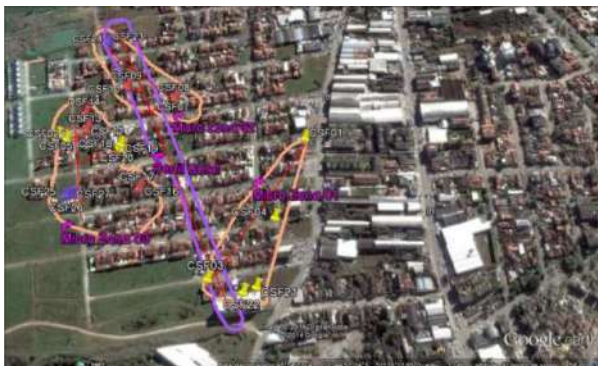
Figura 1. Mapa da macrozona geral do Fragata



A Figura 2 mostra os valores de  $N_{spt}$  máximos, mínimos e médio, além do perfil geral dos solos apresentados na macrozona geral do Fragata. A primeira camada é constituída de uma argila siltosa marrom rija a dura, apresentando uma variabilidade significativa ao longo do traçado. A segunda camada é constituída por uma areia média marrom compacta, que de forma semelhante à primeira camada, apresenta uma variabilidade significativa ao longo do traçado (BELONI et al. 2014).

A segunda macrozona escolhida foi a macrozona da Colina do Sol que apresenta uma extensão de 600 metros lineares. A Figura 3, a seguir, ilustra essa macrozona.

Figura 3. Mapa da macrozona da Colina do Sol



A Figura 4 mostra os valores de  $N_{spt}$  máximos, mínimos e médio, além do perfil geral dos solos apresentados na macrozona da Colina do Sol. A primeira camada apresenta

variabilidade elevada, observando-se à aproximadamente 150 metros do início do traçado, uma grande depressão no nível da camada, de forma a sobrepor um trecho da camada seguinte. O material constituinte desta camada (primeira) é uma argila mole. A segunda camada notou-se, identicamente como na primeira, grande variabilidade. Em sua constituição encontra-se areia média, para a sua região mais elevada. A terceira camada é equivalente as anteriores em relação à alta variabilidade, sendo que se constitui de uma argila rija (BELONI et al. 2014).

A terceira macrozona escolhida foi a macrozona da Marina Ilha Verde que apresenta uma extensão de 5200 metros. A Figura 5, a seguir, ilustra essa macrozona.

Figura 5. Mapa da macrozona da Marina Ilha Verde



A Figura 6 mostra os valores de  $N_{spt}$  máximos, mínimos e médio, além do perfil geral dos solos apresentados na macrozona da Marina Ilha Verde. O perfil desta macrozona apresenta quatro camadas de solo ao longo do seu perfil. São elas: areia, argila arenosa, areia argilosa e argila arenosa respectivamente. Na primeira camada do subsolo foi encontrado areia argilosa que se estende por toda faixa deste perfil, e possui uma extensão total de 800 m. Esta camada varia de 2 a 8 m de profundidade antes de alcançar o “bolsão”, onde chega a atingir cerca de 23 m de profundidade. Uma argila arenosa é encontrada na segunda camada. Na terceira

camada se encontra uma areia argilosa que varia na faixa de 5 até 21 m de profundidade. Na quarta camada foi encontrada uma argila arenosa que varia de 6 a 24 m de profundidade ao longo do perfil (BELONI et al. 2014).

Após a escolha das três macrozonas, foram feitos os projetos de fundações de duas edificações, utilizando o Nspt médio adquirido dos gráficos, e os tipos de solos no qual vão ficar assentes essas fundações. Foi escolhido dois projetos de residências unifamiliares de um e dois pavimento. Na sequência, foram feitos os comparativos técnicos e econômicos das fundações das edificações para essas macrozonas, para verificar qual das fundações se coloca como melhor escolha para se utilizar neste tipo de empreendimento.

Para a verificação dos comparativos econômicos, foram levantados os material que serão utilizados, seu quantitativos e o custo da mão de obra local. Já no quesito verificação técnica foram levantados os dados a partir do projeto com verificações da viabilidade da execução da fundação, possível necessidade de uma mudança do tipo de fundação, visando entender o porquê desta mudança e se existem vantagens técnicas e econômicas relacionadas a estas duas técnicas. Para os cálculos da capacidade de carga para fundações superficiais foi utilizado a Teoria de Terzaghi e para fundações profundas foi utilizado o Método Aoki & Velloso. Utilizou-se o método

Aoki & Velloso, ao invés do Método Décourt-Quaresma, pois o Método Aoki & Velloso apresenta resultados mais confiáveis e é mais indicado para trabalhos científicos.



Figura 2. Gráfico de Nspt e perfil geral da macrozona geral do Fragata  
Fonte: Beloni et al. (2014)

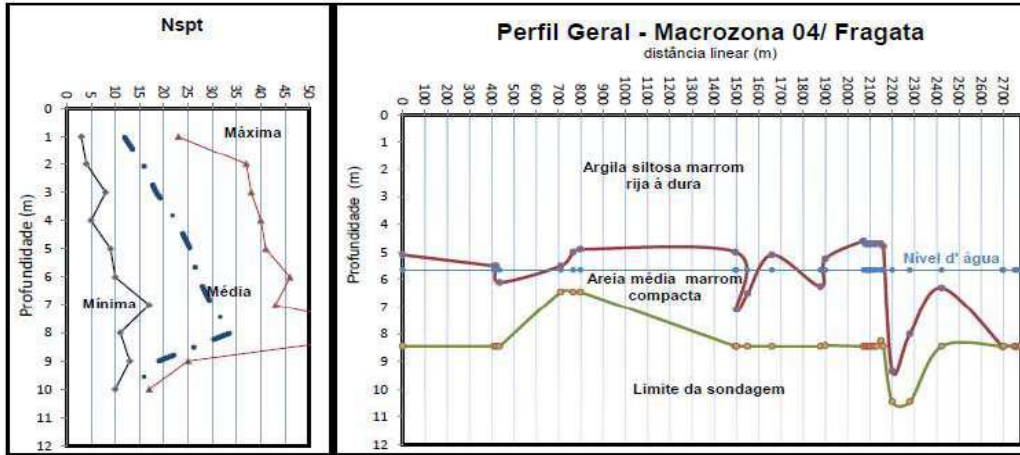


Figura 4. Gráfico de Nspt e perfil geral da macrozona Colina do Sol  
Fonte: Beloni et al. (2014)

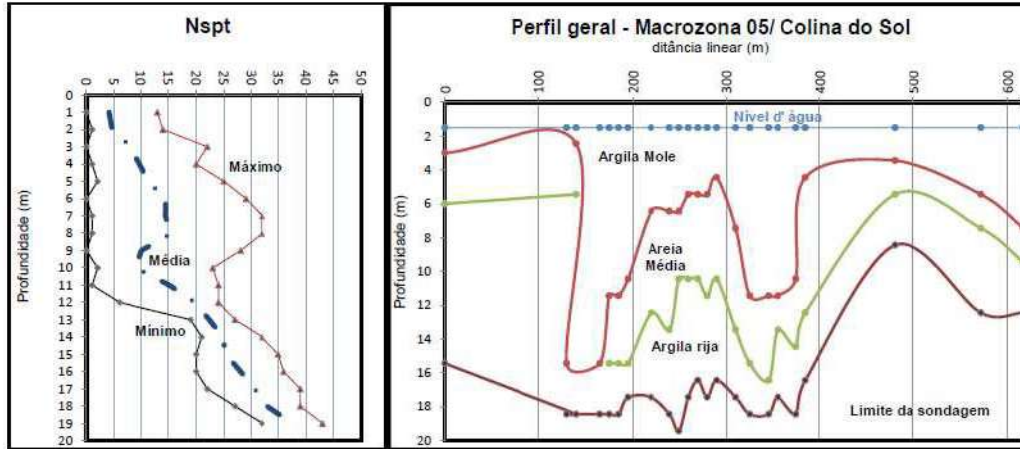
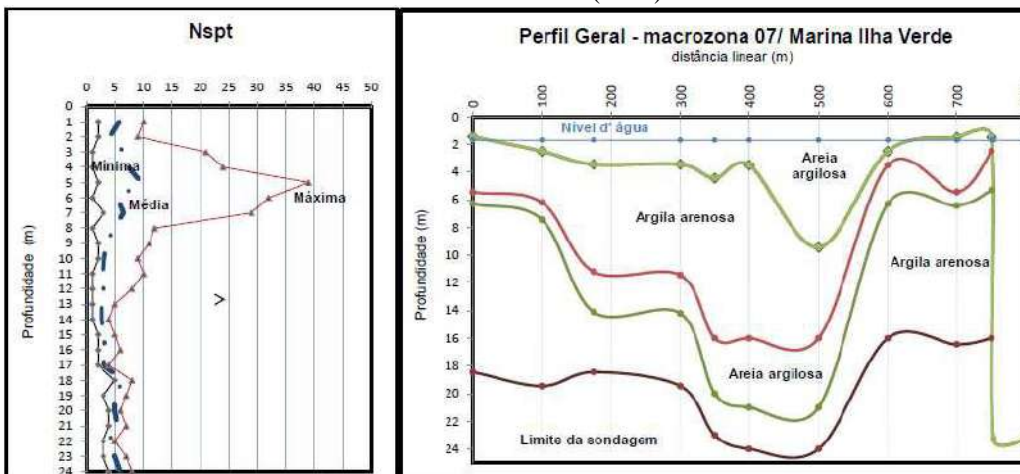


Figura 6. Gráfico de Nspt e perfil geral da macrozona Marina Ilha Verde  
Fonte: Beloni et al. (2014)



### 3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Na primeira etapa foram feitos os dimensionamentos das sapatas isoladas e estacas escavadas tipo broca, para cada edifício e cada região escolhida.

Na região do Fragata na edificação de um e dois pavimentos as dimensões da sapata isoladas foram padronizadas em dois tipos, onde L e B são as dimensões da sapata e h sua altura.

Tabela 1. Tabela para Sapata Isolada de um e dois pavimentos para região do Fragata

Um pavimento		
Sapata	L=B (cm)	h (cm)
S1	60	30
S2	70	30
Dois Pavimentos		
S1	65	30

Já para estacas escavadas tipo broca foram feitos os dimensionamentos onde D era diâmetro da estaca e L comprimento das estacas, tanto para um e dois pavimentos.

Tabela 2. Tabela para Estaca Escavada de um e dois pavimentos para região do Fragata

Um pavimento		
Estaca	D (cm)	L (cm)
E1	25	600
Dois Pavimentos		
E1	20	600

Foram repetidos esses dimensionamentos para as regiões da Colina do Sol e Marina Ilha Verde.

Tabela 3. Tabela para Sapata Isolada de um e dois pavimentos para região Colina do Sol

Um pavimento		
Sapata	L=B (cm)	h (cm)
S1	90	30
S2	100	30
S3	130	35
Dois Pavimentos		
S1	70	25
S2	100	30
S3	120	35

Tabela 4. Tabela para Estaca Escavada de um e dois pavimentos para região Colina do Sol

Um pavimento		
Estaca	D (cm)	L (cm)
E1	30	600
Dois Pavimentos		
E1	30	500

Tabela 5. Tabela para Sapata Isolada de um e dois pavimentos para região Marina Ilha Verde

Um pavimento		
Sapata	L=B (cm)	h (cm)
S1	140	35
S2	180	45
S3	200	50
Dois Pavimentos		
S1	90	35
S2	140	40
S3	170	50

Tabela 6. Tabela para Estaca Escavada de um e dois pavimentos para região Marina Ilha Verde

Um pavimento		
Estaca	D (cm)	L (cm)
E1	30	500
Dois Pavimentos		
E1	30	500

Após os dimensionamentos físicos das sapatas isoladas e das estacas escavadas, foram encontrados os quantitativos de projeto.

Esses quantitativos de projeto foram calculados a partir de cada projeto. Nas sapatas foram calculados a quantidade de volume de concreto, quilograma de aço, área de formas de madeira e volume escavado. Nas estacas escavadas foram calculados os volumes de concreto, quilograma de aço e área de formas de madeira.

Nas sapatas os volumes de concreto foram calculados a partir das dimensões da própria sapata com a unidade em m<sup>3</sup>, as áreas de formas foram consideradas empiricamente 12 m<sup>2</sup> para cada m<sup>3</sup> de concreto, e o quantidade de aço foi encontrado a partir da multiplicação da dimensão da sapata pela taxa de armadura de cada projeto, então encontra-se a bitola e o comprimento do vergalhão de aço, assim se multiplica o comprimento total pela massa nominal de cada vergalhão. E por fim encontra volume de escavação onde é calculado pelas dimensões da sapata e a profundidade na qual foi assentada.

Nas estacas escavadas tipo broca, foram calculados os volumes de concreto a partir das dimensões da estaca e do bloco, o quantitativo de aço foi encontrado a partir da bitola e o comprimento do vergalhão, multiplicando o comprimento total pela massa nominal de cada vergalhão. E a forma foi considerado 12m<sup>2</sup> para cada m<sup>3</sup> de concreto.

Tabela 7. Tabela quantitativos Fragata 1

Pavimento			
Fragata 1 Pavimento			
Fundação	Concreto (m <sup>3</sup> )	Formas (m <sup>2</sup> )	Aço (kg)
Sapata	2,41	26,73	192
Estaca	7,85	16,5	97,11

Tabela 8. Tabela quantitativos Fragata 2 Pavimento

Fragata 2 Pavimento			
Fundação	Concreto (m <sup>3</sup> )	Formas (m <sup>2</sup> )	Aço (kg)
Sapata	8,72	86,4	865
Estaca	18,97	64,8	317,8

Tabela 9. Tabela quantitativos Colina do Sol 1 Pavimento

Colina do Sol 1 Pavimento			
Fundação	Concreto (m <sup>3</sup> )	Formas (m <sup>2</sup> )	Aço (kg)
Sapata	8,47	84	725
Estaca	10,71	16,5	97,11

Tabela 10. Tabela quantitativos Colina do Sol 2 Pavimento

Colina do Sol 2 Pavimento			
Fundação	Concreto (m <sup>3</sup> )	Formas (m <sup>2</sup> )	Aço (kg)
Sapata	13,56	134,04	891,7
Estaca	30,85	64,8	317,8

Tabela 11. Tabela quantitativos Marina Ilha Verde 1 Pavimento

Marina Ilha Verde 1 Pavimento			
Fundação	Concreto (m <sup>3</sup> )	Formas (m <sup>2</sup> )	Aço (kg)
Sapata	19,87	202,92	1748
Estaca	17,81	52,5	273,4

Tabela 12. Tabela quantitativos Marina Ilha Verde 2 Pavimento

Marina Ilha Verde 2 Pavimento			
Fundação	Concreto (m <sup>3</sup> )	Formas (m <sup>2</sup> )	Aço (kg)
Sapata	42,56	432,84	2206
Estaca	32,96	73,2	255,8

O comparativo econômico foi feito com auxílio do TCPO (Pini, 2010) para fazer as composições de preço, onde foram necessários saber a mão de obra, o maquinário utilizado e os materiais para execução dos projetos. Os códigos, as unidades e os preços unitários foram retirados da tabela SINAPI (11/2016), os quantitativos foram retirados do projeto.

Para as sapatas isoladas foram considerados os trabalhadores como pedreiro, servente de pedreiro, armador e carpinteiro suas unidades foram em horas homem, para vergalhão de aço foi considerada quilograma, as formas de madeira em m<sup>2</sup> e o concreto usinado em m<sup>3</sup>. Já as estacas escavadas tipo broca foi considerada a Perfuratriz Hidráulica sobre caminhão com trado em metro linear de escavação, concreto usinado em m<sup>3</sup>, vergalhão de aço em quilograma, formas de madeira em m<sup>2</sup> e trabalhadores em horas de trabalho. Para a composição de horas foi utilizado como auxílio a TCPO (Pini, 2010), onde mostra as transformações e rendimento dos trabalhadores. E os preços e códigos foram retirados do SINAPI (11/2016) de Porto Alegre – RS.

#### 4. CONCLUSÕES

No comparativo técnico é possível observar que na macrozona do Fragata as edificações de um e dois pavimentos tiveram um desempenho similar, devido ao solo da

região ter um Nspt alto e um lençol freático profundo, com cerca de 5,8 metros de profundidade. Após os projetos, verificou-se que a fundação superficial é mais favorável para as duas edificações, devido as dimensões da Sapata isolada rígida serem pequenas, facilitando a escavação, tempo de execução, e também a necessidade de utilização da camisa metálica no último metro de escavação da estaca escavada.

No comparativo econômico da macrozona do Fragata a edificação de um pavimento tem custo de execução das sapatas isoladas rígidas de R\$ 2.858,20 e para estacas escavadas de R\$ 17.717,66, ou seja, a fundação superficial tem um custo de R\$ 14.859,46 menor que a da fundação profunda. Já na edificação de dois pavimentos essa diferença sobe ainda mais, com um custo de execução de R\$ 11.279,26 para Sapatas isoladas rígidas e de R\$ 54.899,92 para estacas escavadas, essa diferença fica de R\$ 43.620,66, ou seja, o custo de se executar sapatas para estes projetos na região do Fragata é muito mais vantajoso.

A macrozona Colina do Sol tem valores de Nspt medianos, com um lençol freático a 1,8 metros de profundidade. Na edificação de 1 pavimento as sapatas isoladas rígidas têm dimensões de 90cm, 100cm e 130cm no qual pode ocorrer problemas na execução devido às distâncias entre os pilares. No pior caso há uma pequena margem de 20 cm entre as sapatas, que são as distâncias entre os elementos de fundação, estas pequenas distâncias entre os elementos de fundação superficial acabam por não serem salutaras tecnicamente por encontrarem-se muito próximas, podendo haver dificuldade devido à proximidade das escavações das sapatas, no qual pode haver problemas com desmoronamentos. Porém, a escavação não chega a alcançar o lençol freático. Já na fundação profunda, o lençol freático se encontra no segundo metro de escavação,

sendo assim necessário executar a escavação das estacas com uma camisa metálica.

No comparativo econômico da macrozona da Colina do sol a edificação de um pavimento tem custo de execução das sapatas isoladas rígidas de R\$ 10.223,60 e para estacas escavadas de R\$ 24.760,00, ou seja, a fundação superficial tem um custo de R\$ 14.536,4 menor que a da fundação profunda. Já na edificação de dois pavimentos essa diferença sobe ainda mais, com um custo de execução de R\$ 15.009,62 para Sapatas isoladas rígidas e de R\$ 50.598,58 para estacas escavadas, essa diferença fica de R\$35.588,96, ou seja, o custo de se executar sapatas ainda se torna vantajoso para região Colina do Sol. Na região Marina Ilha Verde tem um solo com Nspt baixos e um lençol freático com 1,8 metros de profundidade. Para as edificações de um e dois pavimentos, na avaliação técnica, a execução das sapatas surge problemas devido suas grandes dimensões, onde algumas sapatas chegam a se encontrar, acarretando a impossibilidade de executar sapatas isoladas. Já as estacas escavadas com 5 metros de profundidade apresentam menor tempo de execução. Porém a necessidade de utilizar camisa metálica na escavação, além de vários blocos com duas estacas são necessários.

No comparativo econômico da macrozona da Marina Ilha Verde a edificação de um pavimento tem custo de execução das sapatas isoladas rígidas de R\$ 24.914,89 e para estacas escavadas de R\$ 27.899,01, ou seja, a fundação profunda tem um custo de R\$ 2.984,12 maior que a da fundação superficial. Já na edificação de dois pavimentos o custo de execução de R\$ 44.012,04 para Sapatas isoladas rígidas e de R\$ 53.010,36 para estacas escavadas, essa diferença fica de R\$ 8.997,96, ou seja, o custo de se executar Sapatas é ainda mais vantajoso para região Marina Ilha Verde.

Entendemos que a escolha pela fundação através de sapatas isoladas ainda é um método mais econômico em locais onde o SPT

apresenta valores consideráveis em profundidades pequenas. Acreditamos que a escolha que tem sido adotada pelas estacas escavadas nestes locais com características citadas acima, vem ocorrendo devido a facilidade executiva e rapidez da mesma. No entanto, não vem sendo feita estas comparações econômicas e, bem como, algumas obras de pequeno porte acabam por não utilizar blocos de coroamento nas estacas. Tal medida contradiz a norma e diminui custos, podendo também explicar a maior utilização deste tipo de fundação. Sabemos também que em locais como Colina do Sol e Marina Ilha Verde possuem solos que tendem a comportar fundações profundas de outros métodos, devido as características do solo, mas como o estudo comparava apenas estes dois métodos, optamos por não entrarmos nesta questão.

No caso da Colina do sol e Marina ilha verde, que apresentam solos moles, devem ser considerados e analisados os recalques das fundações, pois podem acarretar patologias para as edificações como fissuras, trincas, rachaduras ou até mesmo a inviabilidade de execução do projeto.

## REFERÊNCIAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2010, 91p.

ALVA; G. M. S. **Projeto estrutural de sapatas – Notas de aula**. UFSM, Centro de Tecnologia, Departamento de Estruturas e Construção Civil, 2007. 39p.

BELONI, A. V.; GOMES, F. S.; QUEVEDO, L. A. **Investigação geotécnica dos solos de Pelotas/ RS usando o SPT como ferramenta de análise**. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Católica de Pelotas. Pelotas, 2014.

SCHEIDT, F. S. S.; SILVA, P. R.; SILVA, S. M. C. P.; HIROTA, E. H. Consideração de requisitos ambientais em empreendimentos habitacionais de interesse social: um estudo de caso. **Ambiente Construído**, 10 (1), 91-106, (2010).

VELLOSO, D. A. LOPES, Francisco R. **Fundações – Volume único**. São Paulo, Oficina de Texto 2011.

XAVIER, S. C. **O mapeamento geotécnico por meio de geoprocessamento como instrumento de auxílio ao planejamento do uso e ocupação do solo em cidades costeiras: estudo de caso para Pelotas-RS**. 256p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Oceânica). Universidade Federal do Rio Grande. Rio Grande, 2010.

## QUALIFICAÇÃO DE TRÊS SOLOS DO MUNICÍPIO DE ARROIO DO TIGRE-RS COM BASE NA CLASSIFICAÇÃO MCT PARA EMPREGO EM OBRAS RODOVIÁRIAS

### **Leandro Olivio Nervis**

Professor do Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul  
leandron@unisc.br

### **Jeferson Rathke**

Engenheiro Civil pela Universidade de Santa Cruz do Sul  
jeferat@gmail.com

### **Camila Thome**

Acadêmica do Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul  
camilathome@mx2.unisc.br

### **Eduarda Karoline Trevisan Bugs**

Acadêmica do Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul  
ektrevisan@mx2.unisc.br

### **Gustavo Teodoro Bulle**

Engenheiro Civil pela Universidade de Santa Cruz do Sul  
gustavo\_bulle@hotmail.com

### **Julia Kappaun de Oliveira**

Acadêmica do Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul  
juliakappaun@mx2.unisc.br

### **Thaiza Kittel Pohlmann**

Acadêmica do Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul  
thaizakittelp@mx2.unisc.br

### **Mauricio Cruz Zaikoski**

Acadêmico do Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul  
mauricioz@mx2.unisc.br

**Resumo.** *O presente artigo apresenta o resultado da qualificação de três solos do Município de Arroio do Tigre-RS com base na classificação MCT para emprego em obras rodoviárias. Inicialmente são descritas as classes e grupos da referida classificação e as recomendações quanto à utilização rodoviária. Na sequência é apresentada a caracterização dos solos estudados, abrangendo uma descrição da localização da coleta de amostras, dos aspectos físicos (clima e bioma), enquadramento geológico e pedológico e caracterização geotécnica. Para essa última, foram realizados ensaios de caracterização (granulometria, Limites de*

*Atterberg e peso específico real dos grãos), de compactação e voltados à classificação MCT. Por fim, com base na classificação MCT dos solos foi possível apontar as recomendações quanto ao seu emprego em obras rodoviárias.*

**Palavras-chave:** *Classificação MCT, Obras rodoviárias, Vias de baixo volume de tráfego.*

## 1. INTRODUÇÃO

Em se tratando de vias de baixo volume de tráfego, o grande desafio dos engenheiros geotécnicos e rodoviários é a sua construção e manutenção com o menor custo possível, mas ao mesmo tempo que venham a apresentar um bom desempenho. Nesse contexto, a escolha de materiais adequados para cada aplicação é de fundamental importância, de forma a evitar o uso de materiais impróprios, bem como o aproveitamento de materiais naturais disponíveis a baixo custo que venham a apresentar bom comportamento.

No caso particular de solos desenvolvidos em ambientes bem drenados, de clima quente e com precipitações pluviométricas elevadas, onde o intemperismo químico prevaleceu sobre o intemperismo físico, constatou-se que as especificações, baseadas na granulometria e nos Limites de Atterberg, não necessariamente conduzem a escolhas adequadas. Assim, visando suprir tal deficiência, Nogami e Villibor (1980,1985) apud Villibor e Nogami (2009) desenvolveram a metodologia MCT (Miniatura, Compactado, Tropical), cujo emprego é recomendado para estudo de solos tropicais que passam integralmente, ou têm pequena fração retida (menos de 10%), na peneira de abertura de 2,00 mm. Para efeito dessa metodologia, denomina-se solo tropical aquele desenvolvido nas condições mencionadas acima, mesmo que sua posição geográfica se localize em locais de clima subtropical, por exemplo.

Assim, a metodologia MCT, na qual a classificação MCT está abrangida, é concebida levando-se em conta o comportamento dos solos quando compactados ao invés simplesmente de considerar a granulometria e Limites de Atterberg como é feito nas classificações tradicionais.

Neste trabalho foram qualificados três solos oriundos do Município de Arroio do

Tigre-RS com base na classificação MCT para emprego em obras rodoviárias, em especial em estradas vicinais e pavimentos de baixo custo.

## 2. A CLASSIFICAÇÃO MCT

### 2.1 Classes e grupos da classificação MCT

Conforme apresentado por Nogami e Villibor (1995), a classificação MCT compreende duas grandes classes, quais sejam, Classe L – Comportamento Laterítico e Classe N – Comportamento não Laterítico. Essas classes, por sua vez, compreendem sete grupos de solos (três na classe L e quatro na classe N).

**Classe L – Comportamento Laterítico.** Os solos pertencentes a essa classe integram o horizonte B dos grupos pedológicos conhecidos como Latossolos, Solos Podzólicos (atualmente englobados pelas classes dos Argissolos e Luvisolos) e Terras Rochas Estruturadas (pela atual classificação, incluídas nas classes dos Nitossolos e Argissolos). Possuem como características a predominância das cores vermelha e amarela, grande espessura total, agregação intensa dos grãos finos e pequena variação de propriedades ao longo de sua espessura. Tais solos eventualmente podem integrar outros tipos de perfis pedológicos como Regossolos (atualmente inclusos na classe dos Neossolos) e solos hidromórficos, quando então podem apresentar cores peculiares aos solos não lateríticos como cinza, branco, etc. A fração argila conta com a presença da caolinita como o argilo-mineral predominante e elevada porcentagem de óxidos e hidróxido de ferro e alumínio. Na fração areia, ocorrem sobretudo o quartzo, os minerais pesados, concreções lateríticas e, eventualmente torrões não desagregados pelos processos de dispersão adotados. A granulometria desses solos é



variável desde areias com poucos finos até argilas, sendo que a porcentagem de silte pode variar entre zero a mais de 50%, sem, contudo, influenciar no comportamento do solo. Os seguintes grupos pertencem a essa classe:

Grupo LA: é constituído por areias com pouco finos de comportamento laterítico pertencentes ao horizonte B dos solos conhecidos pedologicamente como Areias Quartzosas e Regossolos (ambas as classes atualmente pertencentes à classe dos Neossolos). Por possuírem quantidades muito baixas de finos, os mesmos podem ser relativamente permeáveis, pouco coesivos e pouco contráteis quando secos, mesmo quando bem compactados, características essas pouco desejáveis para bases de pavimentos, apesar de apresentarem capacidade de suporte e módulo de resiliência elevados.

Grupo LA': é constituído por solos tipicamente arenosos de colorações vermelha e amarela pertencentes ao horizonte B dos solos pedologicamente designados por Latossolos arenosos e solos Podzólicos ou podzolizados arenosos (pela atual classificação, incluídos nas classes dos Nitossolos e Argissolos). Podem excepcionalmente ser encontrados também em perfis pedologicamente não classificáveis como lateríticos, sendo que neste caso sua cor poderá ser branca, cinza, etc. Esses solos quando submetidos a cortes resultam em taludes firmes, pouco ou não erodíveis, nitidamente trincados, quando expostos às intempéries. Quando devidamente compactados, adquirem capacidade de suporte e módulos de resiliência elevados, baixa permeabilidade, pequena variação volumétrica (contração e expansão), razoável coesão, propriedades essas que podem possibilitar seu uso em bases e sub-bases de pavimentos. Em suas condições naturais possuem baixa massa específica aparente seca, baixa capacidade de suporte e podem ser colapsíveis por imersão em água.

Grupo LG': é constituído por argilas ou

argilas arenosas do horizonte B dos solos conhecidos pedologicamente como Latossolos, solos Podzólicos (atualmente englobados pelas classes dos Argissolos e Luvisolos) e Terras Rochas Estruturadas (pela atual classificação, incluídas nas classes dos Nitossolos e Argissolos). Quando possuem porcentagem relativamente elevada de areia, podem apresentar, quando compactados, propriedades similares às dos solos dos grupos LA', apresentando, porém, capacidade de suporte e módulos de resiliência menores, maior plasticidade, menor massa específica aparente seca e maior umidade ótima para mesma energia de compactação, maior contração e maior resistência à erosão hidráulica. Podem ser colapsíveis em sua condição natural, sendo que nestes casos, mesmo se tratando de solos argilosos, tem-se que a sua permeabilidade in situ é alta, o que por outro lado, costumam resultar em taludes não sujeitos à erosão pluvial quando submetidos a cortes.

#### ***Classe N – Comportamento Não Laterítico.***

Essa classe, conforme Nogami e Vilibor (1995), ao contrário da classe anterior, apresenta uma heterogeneidade muito acentuada. Considerando-se apenas os solos tropicais incluem-se nessa classe os solos saprolíticos e os solos superficiais de comportamento não laterítico. As condições de ocorrência desta classe de solo e as suas propriedades e comportamento são extremamente variadas no que se refere a volumes e espessuras de camada, homogeneidade da camada, granulometria, mineralogia, plasticidade, capacidade de suporte, vulnerabilidade a erosão, etc. Observa-se ainda, que os solos sedimentares, não sendo considerados tropicais, ficam excluídos dessa classificação. No entanto, os autores enfatizam que a maioria deles quando classificados por essa metodologia, apresenta comportamento similar ao dos solos não

tropicais tradicionais. Os seguintes grupos pertencem a essa classe:

Grupo NA: é constituído por areias, siltes e mistura de areias e siltes, nos quais os grãos são formados essencialmente de quartzo e/ou mica, praticamente não apresentando finos argilosos e siltes caoliníticos. São representados por solos saprolíticos oriundos de rochas sedimentares ou metamórficas e por alguns solos não tropicais sedimentares. As areias e siltes quartzosos não são expansivos ou muito pouco expansivos ao passo que as variedades micáceas podem ser altamente expansivas. Quando compactados, apresentam capacidade de suporte de pequena a média e, geralmente, são muito erodíveis.

Grupo NA': é constituído por misturas de areias quartzosas (ou de minerais de propriedades similares) com finos de comportamento não laterítico. São representados por solos saprolíticos oriundos de rochas ricas em quartzo tais como granitos, gnaisses, arenitos e quartzitos impuros. Quando a areia for bem graduada e a natureza e porcentagem de finos obedecerem às condições estipuladas tradicionalmente, podem os solos desse grupo apresentar propriedades adequadas para serem usados como bases de pavimentos. No entanto, se isso não se verificar, ou ainda, se contiverem, na fração areia ou silte, mica e/ou macrocristais de caolinita e/ou haloisita, eles podem ser totalmente inapropriados para bases de pavimentos. Muitas de suas variedades podem ser excessivamente expansivas, muito resilientes e muito sujeitas à erosão hidráulica.

Grupo NS': é constituído por solos saprolíticos silto-arenosos peculiares, resultante do intemperismo tropical de rochas extrusivas e metamórficas constituídas predominantemente por feldspato, mica e quartzo. As variedades mais ricas em areia quartzosa podem ter características mecânicas e hidráulicas que se aproximam dos solos do grupo NA'. Esses solos, mesmo quando

compactados na umidade ótima e massa específica aparente máxima da energia normal, apresentam baixa capacidade de suporte quando imersos em água, baixo módulo de resiliência, elevadas erodibilidade e expansibilidade e permeabilidade média. Em suas condições naturais, apresentam geralmente baixa massa específica aparente seca, podem ser colapsíveis e ter baixa capacidade de suporte. A erodibilidade em taludes de corte varia de média a elevada.

Grupo NG': o qual é constituído de solos saprolíticos argilosos oriundos de rochas sedimentares argilosas (folhelhos, argilitos, siltitos) ou cristalinas, pobres em quartzo e ricas em anfibólios, piroxênios e feldspatos cálcios. Esses solos, mesmo quando compactados na umidade ótima e massa específica aparente máxima da energia normal, apresentam plasticidade, expansibilidade, compressibilidade e contração elevadas, o que impõe limitações quanto ao seu emprego.

## **2.2 Recomendações quanto à utilização rodoviária**

Villibor e Nogami (2009) apresentam as propriedades dos grupos da classificação MCT e recomendações quanto à utilização rodoviária, considerando solos compactados na umidade ótima da energia normal (Tabela 1).

Tabela 1. Dados diversos dos grupos de solos da classificação MCT.

DESIGNAÇÃO			GRANULOMETRIAS TÍPICAS Designações do T1-71 do DER-SP						
k=caolínico s=sericítico	m=micáceo q=quartzoso		areias siltes (q,s)	areias silteosas	siltes (k,m) siltes arenosos	argilas argila arenosa argila silteosa siltes argilosos	areias	areias argilosas	argilas argila arenosa argila silteosa siltes argilosos
COMPORTAMENTO			N = Não Laterítico			L = Laterítico			
GRUPO MCT			NA	NA'	NS'	NG'	LA	LA'	LG'
Propriedades	MINI-CBR [%]	sem imersão perda por imersão	M, E B, M	E B	M, E E	E E	E B	E, EE B	E B
	EXPANSÃO (Es)		B	B	E	M, E	B	B	B
	CONTRAÇÃO (Ct)		B	B, M	M	M, E	B	B, M	M, E
	COEF. DE PERMEABILIDADE (k)		M, E	B	B, M	B, M	B, M	B	B
	COEFICIENTE DE SORÇÃO (s)		E	B, M	E	M, E	B	B	B
Corpos de prova compactados na massa específica aparente seca máxima da energia normal			EE = Muito Elevado E = Elevado		M = Médio B = Baixo		Vide Tabela 3.5 para equivalente numérico		
Utilização	Base de pavimento		n	4°	n	n	2°	1°	3°
	Reforço do subleito compactado		4°	5°	n	n	2°	1°	3°
	Subleito compactado		4°	5°	7°	6°	2°	1°	3°
	Aterro (corpo) compactado		4°	5°	6°	7°	2°	1°	3°
	Proteção à erosão		n	3°	n	n	n	2°	1°
	Revestimento primário		5°	3°	n	n	4°	1°	2°
			n = não recomendado						
Grupos tradicionais obtidos de amostras que se classificam nos grupos MCT discriminados nos topos das colunas		USCS	SP SM	MS SC ML	SM, CL ML, MH	MH CH	SP SC	SC	MH ML CH
		AASHTO	A-2	A-2 A-4 A-7	A-4 A-5 A-7-5	A-6 A-7-5 A-7-5	A-2	A-2 A-4	A-6 A-7-5

Fonte: Villibor e Nogami (2009).

### 3. CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS ESTUDADOS

#### 3.1 Localização e coleta de amostras

Foram coletadas amostras deformadas dos três solos (aproximadamente 100 kg cada) estudados, com o emprego de ferramentas manuais, sendo as mesmas ensacadas e transportadas ao Laboratório de Solos da UNISC. A localização geográfica de cada solo coletado está apresentada na imagem de satélite da Figura 1. As coordenadas geográficas correspondentes aos pontos de

coleta dos solos 1, 2 e 3, respectivamente, são 29°20'32.30"S e 53° 2'53.42"O; 29°16'52.48"S e 53° 2'56.19"O; 29°20'45.64"S e 53° 4'46.68"O. Na Figura 2 são ilustrados através de fotos os locais de coleta das amostras dos solos estudados.

De acordo com informações obtidas através de consulta em material disponível no site da Secretaria de Planejamento e Gestão do estado do Rio Grande do Sul (SEPLAG/RS), o clima do estado é o temperado do tipo subtropical, classificado como mesotérmico úmido. Os locais de coleta de amostras se encontram inseridos dentro da unidade



geomorfológica denominada de Planalto Meridional, a qual é formada por rochas basálticas decorrentes de um grande derrame de lavas, ocorrido na era Mesosóica. A temperatura média anual é de aproximadamente 17° C e a precipitação pluviométrica média anual é de 1600 a 1800mm.

Através de consulta ao Mapa de Biomas elaborado pelo Instituto brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE, verificou-se que os locais de coleta de amostra se situam no bioma Mata Atlântica. De acordo com nota técnica que acompanha o mapa, esse bioma incorpora cadeias de montanhas, platôs, vales e planícies. Predominam no local florestas ombrófilas (densas, abertas e mistas) associadas ao clima quente e úmido, sem período seco sistemático.

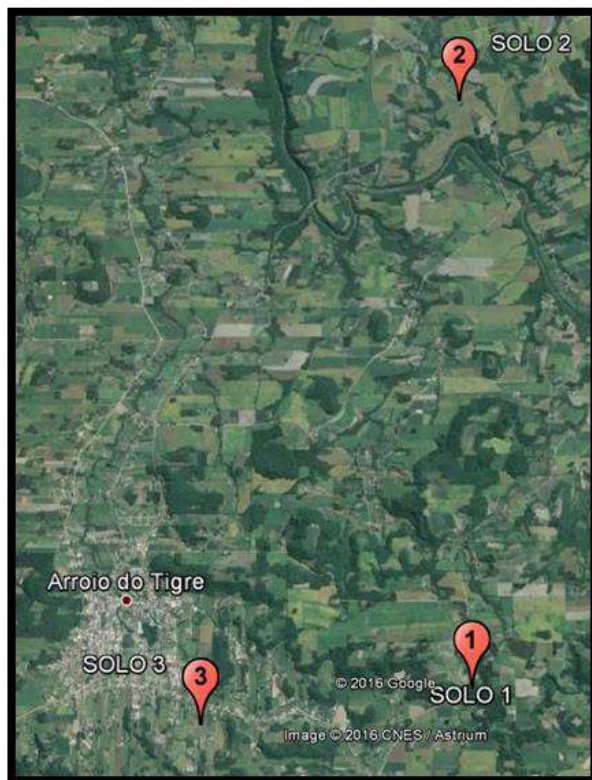


Figura 1. Localização geográfica dos solos estudados.



(a)



(b)



(c)

Figura 2. Locais de coleta de amostras.  
(a) solo 1; (b) solo 2 e (c) solo 3.

O solo 1, de cor cinza, trata-se de um saprólito pertencente ao Horizonte C do perfil (Figura 2-a) que vem sendo utilizado em camadas de revestimento primário em alguns trechos das estradas vicinais no seu entorno. O local de extração se constitui num alargamento de corte da estrada existente. Entretanto, constatou-se, por simples inspeção visual e por depoimentos dos usuários e do Secretário de Obras do Município, que os trechos nos quais foi empregado esse material o desempenho geralmente se mostrava insatisfatório.

O solo 2, de cor vermelha, pertence ao Horizonte B do perfil (Figura 2-b). Observou-se que nos trechos onde esse solo constitui a camada de rolamento das estradas vicinais as condições de tráfego são boas, exceto em alguns locais, onde surgiram problemas de aderência pneu/pista, que foram solucionados pela adição de materiais granulares.

O solo 3, de cor marrom, pertence ao Horizonte B do perfil (Figura 2-c), foi coletado num talude de um corte de uma rua de um loteamento que se encontra em fase de implantação na cidade.

### 3.2 Descrições geológicas e pedológicas

Através de consulta ao mapa geológico elaborado pelo Serviço Geológico do Brasil – CPRM (2008), os locais de coleta de amostra dos três solos pertencem à formação geológica constituída de derrames basálticos granulares finos a médios, com intercalações com os arenitos da Formação Botucatu.

Quanto à pedologia, consultando o mapa apresentado por Streck et al. (2008), tem-se que os três solos se encontram inseridos numa zona de associação de solos (Figura 3) formada pelas classes de Neossolo Regolítico Eutrófico Típico (unidade Charrua – RRe1), Cambissolo Háplico Eutrófico Típico (unidade PM 6 – Cxe) e Luvisso Háplico Pálico Plíntico (unidade Virgínia – TXp2).



Figura 3. Localização dos pontos de coleta de amostras no mapa pedológico.

Através das observações em campo, constata-se que o solo 1 pertence à classe dos Neossolos, possivelmente à unidade Charrua indicada no mapa. O termo Neossolo, segundo a referida fonte, lembra solos novos, pouco desenvolvidos. O perfil correspondente à mencionada unidade pode ser formado por uma sequência de horizontes A – R ou A – A/C – C. No presente caso, observa-se a presença da segunda ocorrência (Figura 2-a), sendo o solo estudado aquele pertencente ao horizonte C.

Já os solos 2 e 3, notavelmente se enquadram na classe dos Cambissolos, sendo que, pela comparação das observações de campo com as imagens e informações constantes em Streck *et al.*, não necessariamente na unidade indicada no mapa. Segundo os autores, o termo Cambissolo lembra um solo em processo incipiente de formação, podendo ser rasos a profundos, apresentando no perfil uma sequência de horizontes A-Bi-C ou O-A-Bi-C, onde o horizonte Bi é do tipo B incipiente. Esse tipo de horizonte se encontra em processo de formação, mas com desenvolvimento de cor e estrutura suficiente para ser distinguido dos horizontes A e C. As condições de drenagem dos Cambissolos variam de bem drenados a



imperfeitamente drenados dependendo da posição que ocupam na paisagem. No presente caso observou-se a presença de uma sequência de horizontes A-Bi-C (Figuras 2-b e 2-c) e condições bem drenadas, sendo que os solos coletados pertencem ao horizonte Bi.

### 3.3 Caracterização geotécnica

As amostras de solo foram submetidas a ensaios de caracterização (granulometria, limites de Atterberg e peso específico real dos grãos), de compactação e de classificação MCT. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Solos da Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC, seguindo-se as prescrições das Normas Técnicas da ABNT NBR 6457:2016, NBR 7181:1984, NBR 6458:2016, NBR 6459:1984 NBR 7180:1984 e NBR 7182:1986 e a metodologia apresentada por Villibor e Nogami (2009) para a realização dos ensaios voltados à classificação MCT.

Na Figura 4 são apresentadas as curvas granulométricas dos solos estudados. Na Tabela 2 é apresentado um resumo dos resultados de caracterização, assim como informações decorrentes de tais resultados e as classificações segundo os sistemas tradicionais para cada solo.

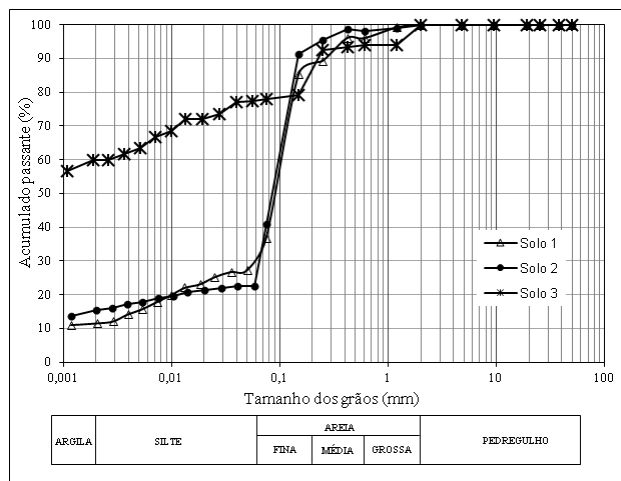


Figura 4. Curvas granulométricas dos solos.

Tabela 2. Características dos solos estudados.

Propriedades	Materiais			
	Solo 1	Solo 2	Solo 3	
Granulometria	Pedregulho (2mm <math>\lt; \Phi \leq 60\text{mm}</math>)	0%	0%	0%
	Areia (0,06mm <math>\lt; \Phi \leq 2\text{mm}</math>)	70%	78%	23%
	Silte (0,002mm <math>\lt; \Phi \leq 0,06\text{mm}</math>)	19%	7%	17%
	Argila (<math>\Phi \leq 0,002\text{mm}</math>)	11%	15%	60%
Classificação granulométrica segundo a NBR 6502:1995	Areia siltosa	Areia argilosa	Argila arenosa	
Peso específico real dos grãos (kN/m <sup>3</sup> )	26,3	25,9	26,7	
Plasticidade	Limite de Liquidez - LL	44%	53%	48%
	Limite de Plasticidade - LP	NP	40%	40%
	Índice de Plasticidade - IP	NP	13%	8%
	Classificação segundo Burmister (1949) <i>apud</i> Das e Sobhan (2014)	Não Plástico	Medianamente Plástico	Plasticidade Baixa
Classificação SUCS	SM Areia Siltosa	SM Areia Siltosa	ML Silte de Baixa Compressibilidade	
Classificação da AASHTO	A-7-6 Solo Siltoso	A-7-5 Solo Argiloso	A-5 Silte Não Plástico ou Moderadamente Plástico	

Através dos resultados apresentados acima, verificam-se algumas diferenças entre a classificação granulométrica realizada de acordo com a NBR 6502:1995 e as classificações tradicionais. Tem-se que para a caracterização dos finos (fração passante na peneira nº 200 ou 0,075 mm) estas consideram os limites de Atterberg, enquanto aquela considera o ensaio de granulometria por sedimentação. Desta forma, eventuais incertezas nesses ensaios, podem conduzir a essas diferenças observadas. Como exemplo pode-se citar a existência ou não de eficiência plena no processo de deflocação, pois remanescendo alguns grãos de solo aglutinados, eles acabam se comportando no ensaio como se fossem um único grão de areia, distorcendo o resultado. Além disso, o ensaio de granulometria por sedimentação determina a distribuição dos grãos de maneira indireta, podendo resultar em erros. Por outro lado, os ensaios para a determinação dos limites de Atterberg exigem algumas observações visuais, sendo, portanto, seu

resultado bastante dependente do operador, o que também acaba gerando incertezas.

Os solos 1 e 2 tiveram uma classificação diferente quando comparados os dois sistemas de classificação tradicional. Isso ocorre porque a classificação SUCS considera que o solo é predominantemente fino quando a porcentagem passante na peneira 200 é superior a 50%, enquanto que na classificação da AASHTO, a porcentagem considerada é de 35%.

Deflagra-se mais um exemplo de que as classificações tradicionais apresentam problemas ao serem aplicadas a solos tropicais.

Com relação ao peso específico real dos grãos, conforme Pinto (2006), os valores se situam em torno de 27 kN/m<sup>3</sup>, sendo que os valores obtidos para os solos em estudo se encontram dentro desta ordem de grandeza.

Na Tabela 3 são apresentados os pares de valores de peso específico aparente seco máximo e umidade ótima correspondente para cada solo obtidos através dos ensaios de compactação, nos quais foi empregada a energia normal de Proctor.

Tabela 3. Valores de peso específico seco máximo e umidade ótima.

Parâmetros	Material		
	Solo 1	Solo 2	Solo 3
$\gamma_{dmax}$ (kN/m <sup>3</sup> )	12,9	12,9	13,9
$W_{ótima}$	26,0%	35,5%	32,0%

Analisando-se os resultados obtidos, verificou-se que os solos 1 e 2 apresentaram valores condizentes com argilas residuais de basalto referenciado por Pinto (2006). De fato, conforme descrito no item 3.2, os solos são oriundos de rochas basálticas. Entretanto, de acordo com o exposto anteriormente, pela classificação granulométrica da NBR 6502:1995 e pela classificação SUCS, ambos os solos são arenosos, ponderando-se as considerações apresentadas quanto às incertezas dos ensaios de caracterização. Já

pela classificação da AASHTO, os solos são argilosos. Desta forma, ou os solos na prática são de fato argilosos, ou então os finos presentes estão influenciando fortemente no comportamento quanto à compactação.

Já para o solo 3, os valores são típicos de solos finos, mostrando coerência com o esperado.

No ábaco da Figura 4 são apresentados os resultados da classificação MCT para os solos estudados.

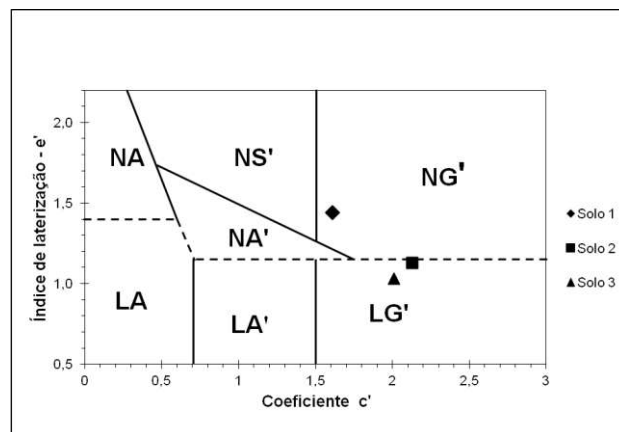


Figura 4. Classificação MCT dos solos estudados.

O solo 1 foi classificado como não laterítico, pertencente ao grupo NG' (não laterítico argiloso). Conforme descrito no item 2.1, segundo Nogami e Villibor (1995), os solos desse grupo são oriundos de rochas sedimentares argilosas ou rochas cristalinas, no presente caso do basalto. Contém limitações quanto às diversas utilizações vislumbradas neste trabalho, tendo em vista que mesmo quando compactados na umidade ótima e massa específica aparente máxima da energia normal, apresentam plasticidade, expansibilidade, compressibilidade e contração elevadas. Constata-se que embora a classificação granulométrica da NBR 6502:1995 e a classificação da SUCS indiquem que o solo 1 é arenoso, a classificação MCT o enquadra num grupo de solo argiloso. Como a metodologia envolvida



nessa classificação é baseada em comportamento, conclui-se que ou o solo é de fato argiloso como prevê a classificação da AASHTO ou então os finos presentes no solo estão comandando seu comportamento. Embora o ensaio de Limite de Plasticidade indique que o solo seja Não Plástico, pela classificação MCT ele recai num grupo que contém solos de plasticidade elevada.

Já os solos 2 e 3, pertencem ao grupo LG', constituídos de argilas arenosas. Porém, o solo 2, conforme pode ser observado na Figura 4, se encontra próximo da fronteira com o grupo NG'. Assim, deve-se ter cautela em caso de seu emprego para fins de obras rodoviárias, pois podem surgir heterogeneidades do solo ao longo de sua localização espacial. Sua classificação pedológica, descrita no item 2.1, como sendo um cambissolo, não tem coerência com as sustentações de Nogami e Villibor (1995), citados anteriormente, onde afirmam que para o grupo LG', a pedologia característica são de Latossolos, Argissolos, Nitossolos e Luvisolos. Porém, tem-se que os cambissolos estão em processo relativamente avançado de evolução, caminhando para se tornarem Latossolos, Nitossolos ou Luvisolos. No caso do solo 2, fica evidente que o grau de evolução ainda é incipiente, pelo fato do mesmo estar na fronteira do grupo NG'.

Conforme exposto no item 2.1, os solos do grupo LG', quando possuem porcentagem relativamente elevada de areia, podem apresentar, quando compactados, propriedades similares às dos solos dos grupos LA', os quais quando submetidos a cortes resultam em taludes firmes, pouco ou não erodíveis, nitidamente trincados, quando expostos às intempéries. Quando devidamente compactados, adquirem capacidade de suporte e módulos de resiliência elevados, porém menores que os solos LA', baixa permeabilidade, pequena variação volumétrica (contração e expansão), razoável coesão,

propriedades estas que podem possibilitar seu uso em bases e sub-bases de pavimentos. Em comparação com os solos do grupo LA', apresentam maior plasticidade, menor massa específica aparente seca e maior umidade ótima para mesma energia de compactação, maior contração e maior resistência à erosão hidráulica. Podem ser colapsíveis em sua condição natural, sendo que nestes casos, mesmo se tratando de solos argilosos, tem-se que a sua permeabilidade in situ é alta, o que por outro lado, costumam resultar em taludes não sujeitos à erosão pluvial quando submetidos a cortes.

#### **4. RECOMENDAÇÕES QUANTO À UTILIZAÇÃO RODOVIÁRIA DOS SOLOS ESTUDADOS**

Conforme a Tabela 1 apresentada no item 2.2, o solo 1 não é recomendado para base de pavimento, reforço do subleito compactado, proteção à erosão e revestimento primário. Quanto ao subleito compactado, dentre os sete grupos, se situa na sexta posição, dos melhores para os piores. Para emprego em corpo de aterro compactado, o mesmo se encontra na sétima prioridade. Isso explica o desempenho insatisfatório do material quando empregado no revestimento primário de estradas vicinais, conforme exposto no item 3.1.

Já os solos do grupo LG' se apresentam como a terceira preferência para o uso em base de pavimento, reforço do subleito compactado, subleito compactado, aterro (corpo) compactado. No que se refere à proteção à erosão, esses tipos de solo são os mais recomendados. Para o revestimento primário, estão na segunda posição de preferência de uso. Deduz-se que apresenta uma restrição por conta de que no caso da pista molhada pode gerar falta de aderência pneu/pista. Esse problema pode ser corrigido pela introdução de material granular (areia

grossa, brita 0 ou brita 1) na forma de misturas ou como camada sobrejacente.

## 5. CONCLUSÕES

Através dos resultados obtidos, verificou-se, com base na classificação MCT, que dos três solos estudados, um deles, designado como solo 1, não se qualifica para emprego em pavimentos de baixo custo, tendo em vista que o grupo a que pertence na referida classificação remete a previsão de que não terá bom comportamento para os diversos usos. Já os solos 2 e 3, apresentam bom potencial de uso, sendo que seus empregos em corpo de aterro compactado, base de pavimento, reforço do subleito compactado, proteção à erosão e revestimento primário são, respectivamente, 3º, 3º, 3º, 1º e 2º, em ordem de prioridade dentro dos sete grupos da classificação MCT. Ressalta-se que o solo 2 está na fronteira da classificação de LG' para NG', portanto cabe certa cautela quanto ao seu emprego devido a possível heterogeneidade de características dos solos com a alteração de local.

No presente trabalho é possível constatar a importância da utilização de mapas geológicos e pedológicos, além do conhecimento do clima, geomorfologia e bioma dos locais de coleta dos solos estudados, pois esse conjunto de informações somados aos resultados dos ensaios de laboratório permitem uma análise mais crítica e uma melhor interpretação e entendimento dos resultados obtidos.

Foram verificadas algumas diferenças entre as classificações tradicionais, tanto entre si, assim como quando comparadas à classificação granulométrica da norma NBR 6502:1995. Supõem-se que tais diferenças são em virtude das incertezas nos ensaios de granulometria por sedimentação e nos ensaios dos Limites de Atterberg, além é claro, pelo fato das classificações tradicionais considerarem limites granulométricos distintos

na divisão entre solos graúdos e solos finos, porque de certa forma procuram interpretar o comportamento para obras viárias, embora com base em solos tradicionais.

Verificou-se que uma análise do comportamento somente com base na granulometria e nas classificações tradicionais se mostra temerário, visto que apresentam resultados distintos e dependem fortemente dos ensaios de granulometria por sedimentação e dos limites de Atterberg, os quais além de carregar incertezas, não necessariamente ditam comportamento, em especial para solos desenvolvidos em meios onde predomina o intemperismo químico. Assim, a classificação MCT mostra-se como uma boa alternativa, pelo fato de que a mesma se baseia no comportamento dos solos compactados e não simplesmente em propriedades índices. Além disso, a metodologia experimental para se chegar a classificação dos solos, uma vez dispondo dos equipamentos, não exige ensaios muito complexos, os quais são relativamente rápidos a um custo não muito elevado.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6457:2016: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização.** Rio de Janeiro, RJ, Brasil: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6458:2016: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da massa específica.** Rio de Janeiro, RJ, Brasil: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS ABNT. **NBR 6459:1984: Solo - Determinação do limite de liquidez.** Rio de Janeiro, RJ, Brasil: ABNT, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6502:1995: Rochas e Solos.** Rio de Janeiro, RJ, Brasil: ABNT, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 7180:1984: Solo - Determinação do Limite de Plasticidade.** Rio de Janeiro, RJ, Brasil: ABNT, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 7181:1984: Análise granulométrica – Método de ensaio.** Rio de Janeiro, RJ, Brasil: ABNT, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 7182:1986: Solo – Ensaio de Compactação.** Rio de Janeiro, RJ, Brasil: ABNT, 1986.

BRASIL, CPRM - Serviço Geológico do Brasil. **Mapa Geológico do Estado do Rio Grande do Sul.** Porto Alegre, RS, Brasil: CPRM, 2008.

BRASIL. INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA – IBGE. **Informações sobre Geografia Física.** Disponível em [www.ibge.gov.br](http://www.ibge.gov.br). Acesso em 20 jan. 2017.

DAS, B. M. e SOBHAN, K. **Fundamentos de engenharia geotécnica.** 8ª ed. São Paulo, SP, Brasil: Cengage Learning, 2014, 612 p.

NOGAMI, J. S. e VILLIBOR, D. F. **Pavimentação de baixo custo com solos laterítico.** São Paulo, SP, Brasil: Vilibor, 1995, 240 p.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos.** 2ª ed. São Paulo, SP, Brasil: Oficina de Textos, 2006, 354 p.

RIO GRANDE DO SUL, SEPLAG - SECRETARIA DE ORÇAMENTO E GESTÃO RS, GOVERNO DO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL. **Informações sobre Geografia Física.** Disponível em [www.seplag.rs.gov.br/atlas](http://www.seplag.rs.gov.br/atlas). Acesso em 20 jan. 2017.

STRECK, E. V.; KÄMPF, N.; DALMOLIN, R. S. D.; KLAMT, E.; NASCIMENTO, P. C.; SCHNEIDER, P.; GIASSON, E. e PINTO L. F. S. **Solos do Rio Grande do Sul.** 2ª ed. Porto Alegre, RS, Brasil: EMATER/ASCAR, 2008, 222 p.

VILLIBOR, D. F. e NOGAMI, J. S. **Pavimentos Econômicos: tecnologia do uso de solos finos laterítico.** São Paulo, SP, Brasil: Arte & Ciência, 2009, 291 p.

## INFLUÊNCIA DA ENERGIA DE COMPACTAÇÃO EM SOLO COM POTENCIAL EMPREGO EM CAMADA DE REVESTIMENTO PRIMÁRIO NO DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO

**Leandro Olivio Nervis**

Professor do Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul  
leandron@unisc.br

**Eduarda Karoline Trevisan Bugs**

Acadêmica do Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul  
ektrevisan@mx2.unisc.br

**Julia Kappaun de Oliveira**

Acadêmica do Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul  
juliakappaun@mx2.unisc.br

**Mauricio Cruz Zaikoski**

Acadêmico do Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul  
mauricioz@mx2.unisc.br

**Resumo.** Este artigo apresenta a influência da energia de compactação de um solo com potencial emprego em camada de revestimento primário no dimensionamento do pavimento. Inicialmente são apresentadas as características geotécnicas do solo estudado, suas curvas de compactação obtidas na energia normal e modificada e envoltórias de resistência de Mohr-Coulumb para diferentes condições. Na sequência é exposta a metodologia empregada para o dimensionamento do pavimento. Por fim, são apresentados os resultados do referido dimensionamento. Através dos resultados obtidos, verificou-se que, para o subleito considerado, seria inviável o emprego do solo em estudo para camada de revestimento primário com compactação na energia normal. Entretanto, ao se adotar a energia de compactação modificada, segundo os modelos de cálculo considerados, seria possível atingir tal propósito. Isso demonstrou que, para o solo estudado, a energia de compactação empregada é determinante para a viabilização de uma solução para o pavimento com revestimento primário.

**Palavras-chave:** Pavimentos com revestimento primário. Dimensionamento. Energia de compactação.

### 1. INTRODUÇÃO

Os pavimentos com revestimento primário são estruturas constituídas de uma ou mais camadas compactadas de revestimento que são executadas sobre o subleito compactado ou sobre camada de reforço. Tais camadas, além de serem responsáveis a atender satisfatoriamente aspectos não estruturais (durabilidade da pista associada às questões climáticas e à ação abrasiva do tráfego, questões relacionadas ao conforto do usuário e degradação mecânica dos veículos), tem a função de resistir às solicitações do tráfego e aliviar a magnitude de cargas a serem transmitidas para o subleito ou para a camada de reforço (função estrutural).

Para que um pavimento com revestimento primário tenha um bom desempenho estrutural ele deve ser dimensionado de forma a resistir às cargas verticais sem que ocorra a ruptura ao cisalhamento de uma ou mais camadas e que as deformações permanentes acumuladas sejam mínimas.

No presente trabalho é demonstrado como a energia de compactação de um solo de Arroio do Tigre-RS com potencial emprego em camada de revestimento primário de estradas vicinais influencia na resistência ao cisalhamento e consequentemente na viabilização de uso e no dimensionamento do pavimento.

## 2. CARACTERÍSTICAS E PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DO SOLO ESTUDADO

### 2.1 Caracterização geotécnica

Na Figura 1 é apresentada a curva granulométrica do solo estudado e na Tabela 1 é apresentado um resumo das suas principais características.

Através dos resultados apresentados, verificam-se algumas diferenças entre a classificação granulométrica realizada de acordo com a NBR 6502:1995 e as classificações tradicionais. Tem-se que para a caracterização dos finos (fração passante na peneira nº 200 ou 0,075 mm) estas consideram os limites de Atterberg, enquanto aquela considera o ensaio de granulometria por sedimentação. Desta forma, eventuais incertezas nesses ensaios, podem conduzir a essas diferenças observadas. Além disso, solos argilosos desenvolvidos em ambientes onde predomina o intemperismo químico podem apresentar limites típicos dos siltes encontrados nos países de clima frio, porém quando compactados podem apresentar propriedades que possibilitem seu emprego em obras rodoviárias.

Com relação ao peso específico real dos grãos, conforme Pinto (2006), os valores se situam em torno de 27 kN/m<sup>3</sup>, sendo que os valores obtidos para o solo em estudo se encontram dentro desta ordem de grandeza.

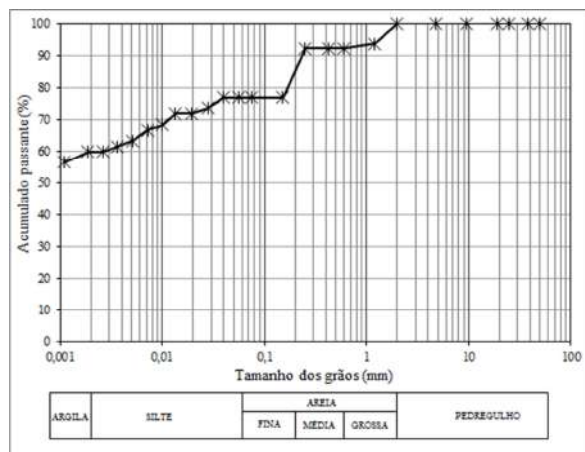


Figura 1. Curva granulométrica do solo estudado.

Tabela 1. Características geotécnicas do solo estudado.

Propriedades		Valores/Descrição
Granulometria	Pedregulho (2mm <math>\lt; \Phi \leq 60\text{mm}</math>)	0%
	Areia (0,06mm <math>\lt; \Phi \leq 2\text{mm}</math>)	23%
	Silte (0,002mm <math>\lt; \Phi \leq 0,06\text{mm}</math>)	17%
	Argila ( <math&gt;\phi 0,002\text{mm}&lt;="" \leq="" math&gt;)<="" td=""> <td>60%</td> </math&gt;\phi>	60%
	Classificação granulométrica segundo a NBR 6502:1995	Argila arenosa
Peso específico real dos grãos (kN/m <sup>3</sup> )		26,7
Plasticidade	Limite de Liquidez - LL	48%
	Limite de Plasticidade - LP	40%
	Índice de Plasticidade - IP	8%
	Classificação segundo Burmister (1949) <i>apud</i> Das e Sobhan (2014)	Plasticidade Baixa
Classificação SUCS		ML Silte de Baixa Compressibilidade
Classificação da AASHTO		A-5 Silte Não Plástico ou Moderadamente Plástico

### 2.2 Parâmetros de compactação

No gráfico da Figura 2 são apresentadas as curvas de compactação e na Tabela 2 são

apresentados os pares de valores de peso específico aparente seco máximo e umidade ótima correspondente para o solo estudado para as energias normal e modificada de Proctor.

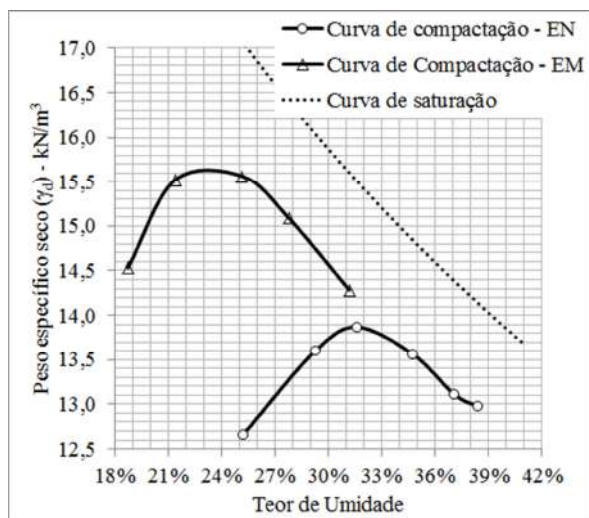


Figura 2. Curvas de compactação do solo estudado.

Tabela 2. Valores de peso específico seco máximo e umidade ótima.

Parâmetros	Energia	
	Normal	Modificada
$\gamma_{dmax}$ ( $kN/m^3$ )	13,9	15,6
$w_{ótima}$	32,0%	23,0%

Verifica-se que os valores são típicos de solos finos e que com o aumento da energia de compactação há um aumento do peso específico aparente seco máximo para um teor de umidade ótima menor, mostrando coerência com o esperado.

### 2.3 Classificação MCT

O solo estudado foi submetido aos ensaios para a classificação MCT, seguindo-se para tal a metodologia prescrita por Villibor e Nogami (2009), sendo classificado como pertencente ao grupo LG', constituídos de argilas arenosas. Conforme Nogami e Villibor (1995), os solos desse grupo, quando possuem

porcentagem relativamente elevada de areia, podem apresentar, quando compactados, propriedades similares às dos solos dos grupos LA', os quais quando submetidos a cortes resultam em taludes firmes, pouco ou não erodíveis, nitidamente trincados, quando expostos às intempéries. Quando devidamente compactados, adquirem capacidade de suporte e módulos de resiliência elevados, porém menores que os solos LA', baixa permeabilidade, pequena variação volumétrica (contração e expansão), razoável coesão, propriedades estas que podem possibilitar seu uso em bases e sub-bases de pavimentos. Em comparação com os solos do grupo LA', apresentam maior plasticidade, menor massa específica aparente seca e maior umidade ótima para mesma energia de compactação, maior contração e maior resistência à erosão hidráulica. Podem ser colapsíveis em sua condição natural, sendo que nestes casos, mesmo se tratando de solos argilosos, tem-se que a sua permeabilidade in situ é alta, o que por outro lado, costumam resultar em taludes não sujeitos à erosão pluvial quando submetidos a cortes.

Quanto ao emprego para o revestimento primário, os autores supracitados colocam os solos do grupo LG' na segunda posição de preferência de uso. Deduz-se que apresenta uma restrição por conta de que no caso da pista molhada pode gerar falta de aderência pneu/pista. Esse problema pode ser corrigido pela introdução de material granular (areia grossa, brita 0 ou brita 1) na forma de misturas ou como camada subjacente esbelta.

### 2.4 Parâmetros de resistência ao cisalhamento

O solo em estudo foi submetido a ensaios de cisalhamento direto para obtenção dos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb. Para realização do ensaio foi utilizado um equipamento de cisalhamento convencional do tipo velocidade de deslocamento constante que ensaia Corpos de Prova (CPs) de 63 mm

de diâmetro e 20 mm de altura, ficando posicionados no centro de uma caixa bipartida.

No total foram ensaiados 9 CPs, sendo 6 deles compactados na energia normal (3 inundados e 3 na umidade ótima) e 3 na energia modificada e ensaiados na umidade ótima (sem inundação) conforme apresentado na Tabela 3. Para a compactação, foram pesadas as quantidades de solo necessárias para a obtenção de cada corpo de prova com peso específico correspondente a determinada energia de compactação e então foram realizadas as moldagens diretamente dentro de anéis nas dimensões dos CPs, cuja compactação se deu através do emprego de um soquete manual pequeno. As tensões normais aplicadas foram de aproximadamente 100, 200 e 500 kPa, de forma a ficar compatível com os níveis de tensão do problema em análise. Nos ensaios com corpos de prova inundados, a caixa de cisalhamento foi completada com água, permanecendo desta forma por pelo menos 20 horas. Os ensaios foram realizados de forma rápida (1 mm/min), tendo em vista que a campo a velocidade de aplicação de cargas (passagem de veículo) é rápida.

Tabela 3. Características dos ensaios de cisalhamento direto.

CP	Tensão normal (kPa)	Energia de compactação	Condição de saturação
1	100	Normal	Na umidade ótima
2	200		
3	500		
4	100	Normal	Inundados
5	200		
6	500		
7	100	Modificada	Na umidade ótima
8	200		
9	500		

No gráfico da Figura 3 se encontram plotadas as tensões cisalhantes máximas

correspondentes a cada CP ensaiado na sua respectiva tensão normal e a envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb. Na Tabela 4 são apresentados os índices físicos dos CPs ensaiados e os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb obtidos.

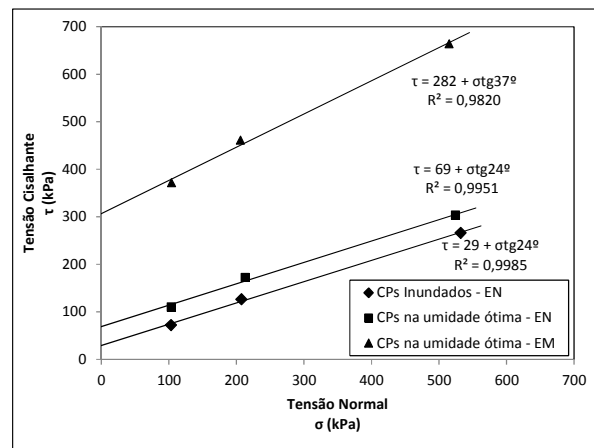


Figura 3. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto.

Tabela 4. Índices físicos dos CPs e parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb.

CP	E	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	GC (%)	$\Delta w$ (%)	S (%)	Parâmetros de resistência	
							c (kPa)	$\phi$ (°)
1		14,0	31,9	101	-0,1	91		
2	N	13,5	32,5	97	0,5	89	69	24
3		13,9	30,8	100	-1,2	89		
4		13,4	36,4	96	4,4	98		
5	N	13,8	32,7	99	0,7	93	29	24
6		13,8	32,7	99	0,7	93		
7		15,6	22,8	100	-0,2	86		
8	M	15,7	21,8	101	-1,2	83	282	37
9		15,7	22,0	101	-1,0	83		

CP: corpo de prova;

$\gamma_d$ : peso específico aparente seco;

w: teor de umidade;

GC: grau de compactação;

$\Delta w$ : desvio de umidade;

S: grau de saturação;

c: intercepto de coesão;

$\phi$ : ângulo de atrito.

E, N e M: energia de compactação, energia normal e



energia modificada, respectivamente.

Observando-se os índices físicos dos CPs ensaiados apresentados na Tabela 4, verifica-se que os valores de Grau de Compactação obtidos se situam próximo a 100%. Para os CPs ensaiados sem inundação, o desvio de umidade com relação à umidade ótima se situou dentro de limites toleráveis ( $\pm 2\%$ ). Os CPs que foram inundados não atingiram a saturação plena, porém os valores ficaram acima de 90%.

A envoltória de ruptura obtida para os CPs compactados na energia normal e ensaiados sem inundação apresentou o mesmo ângulo de atrito ( $24^\circ$ ) daquela correspondente aos CPs inundados, porém o intercepto de coesão sofreu uma redução de 69 kPa para 29 kPa. Mas ao serem comparadas essas envoltórias com a obtida a partir dos ensaios com os CPs compactados na energia modificada, observa-se um expressivo aumento da resistência, sendo que o ângulo de atrito sobe para  $37^\circ$  e, principalmente, o intercepto de coesão, que sobe para 282 kPa.

### 3. DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO

#### 3.1 Metodologia empregada

Dada uma estrutura qualquer de pavimento com revestimento primário representada esquematicamente na Figura 4, uma avaliação se as camadas irão sofrer ruptura por cisalhamento devido ao carregamento vertical pode ser feita verificando se o nível de tensões atuante no ponto médio das camadas de revestimento e no topo do subleito resultam numa tensão de cisalhamento que venha a ultrapassar a sua resistência ao cisalhamento. Isso pode ser ilustrado através do gráfico da Figura 5, onde que para dada tensão principal menor  $\sigma_3$ , existe uma tensão principal maior máxima  $\sigma_{1max}$  tal que o círculo de Mohr

correspondente não ultrapasse a envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb do material.

Conforme Das e Sobhan (2014), a tensão  $\sigma_{1max}$  pode ser determinada pela Equação 1, onde  $c$  e  $\phi$  são, respectivamente, o intercepto de coesão e o ângulo de atrito interno do material.

$$\sigma_{1max} = \sigma_3 \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \operatorname{ctg}\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad (1)$$

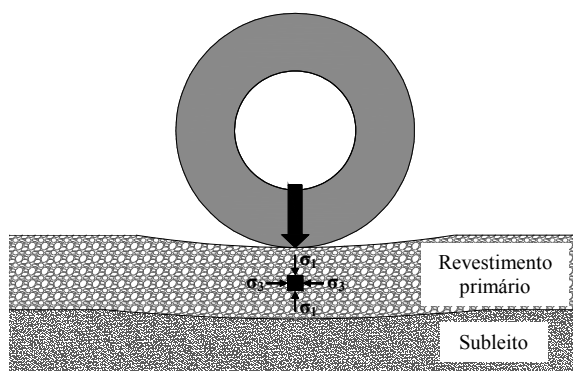


Figura 4. Tensões atuantes num ponto qualquer de um pavimento com revestimento primário.

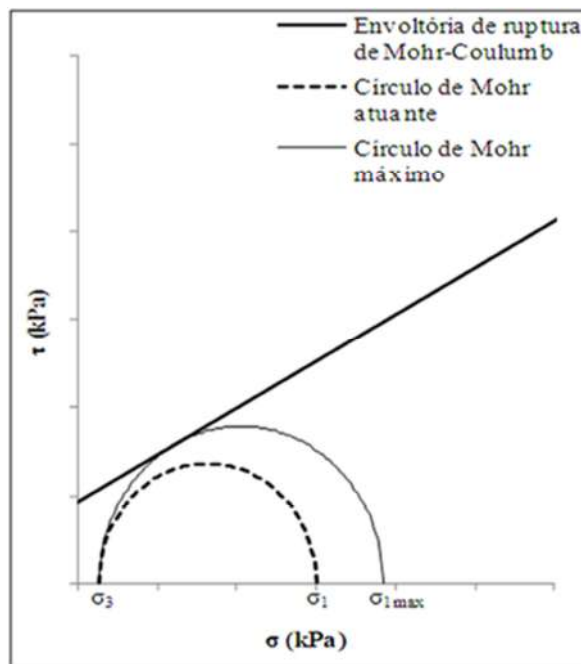


Figura 5. Gráfico que representa as tensões principais atuantes num ponto qualquer

de uma camada de pavimento frente a sua resistência ao cisalhamento.

A partir disso é possível definir um Fator de Segurança FS (Equação 2), o qual consiste na razão entre o círculo de Mohr-Coulomb máximo para dada tensão principal menor  $\sigma_3$  e o círculo de Mohr-Coulomb atuante. Valores de FS abaixo de 1 significa que o círculo de Mohr atuante no ponto em análise está ultrapassando o limite de resistência do material representada pela envoltória de Mohr-Coulomb.

$$FS = \frac{\sigma_{1\max} - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (2)$$

Para fins do presente dimensionamento, estabeleceu-se um FS mínimo igual a 3, de forma a cobrir as incertezas oriundas dos modelos de cálculo, dos ensaios e de eventuais heterogeneidades das camadas (materiais e compactação). Além disso, ao ser imposto um afastamento considerável da condição de ruptura, tem-se que as deformações permanentes decorrentes da aplicação das cargas repetidas são reduzidas de forma significativa, almejando-se com isso a não ocorrência de afundamentos de trilha de roda de magnitude acentuada de maneira precoce.

O procedimento para o dimensionamento do revestimento primário consistiu em atribuir espessuras para as camadas e calcular os FSs em pontos estratégicos, conforme representado na Figura 6, buscando-se, por tentativas, a otimização do problema. Foi considerado como carregamento o eixo padrão do DNIT, sendo considerada a tensão vertical atuante igual a pressão de diflação dos pneus de 560 kPa aplicada através de uma área circular de 10,8 cm de raio. Os pontos de interesse a serem verificados são aqueles posicionados sob o eixo das rodas e no alinhamento correspondente a posição intermediária entre as rodas, no ponto médio

da camada de revestimento primário e no topo do subleito. Os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb adotados para a camada de revestimento primário foram aqueles obtidos nos ensaios de cisalhamento direto apresentados na Tabela 4 do item 2.4. Já aqueles correspondentes ao subleito, considerou-se para fins de simulação valores de 140 kPa e 35° para a coesão e ângulo de atrito, respectivamente. Com esses valores, mesmo considerando-se que o material tivesse características apropriadas para camada final de rolamento, o FS a uma profundidade de 10 cm no alinhamento abaixo do centro da roda seria inferior ao mínimo de 3 almejado.

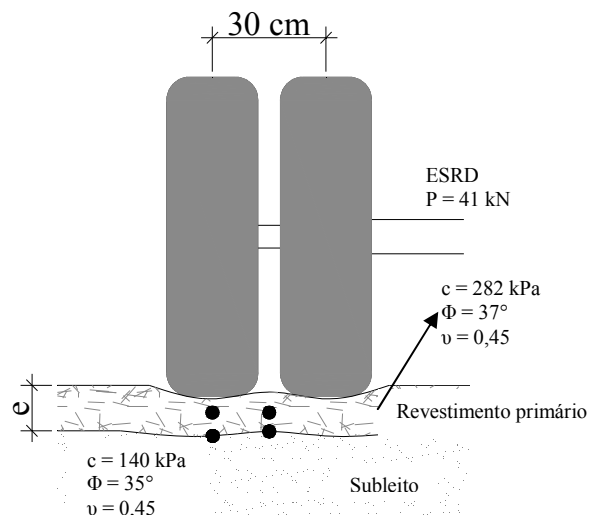


Figura 6. Pontos de interesse para a verificação dos FSs.

As tensões atuantes nos pontos de interesse foram estimadas, simplificada, com base no modelo de cálculo apresentado por Das (2008), o qual considera uma área flexível circular de carregamento uniforme e um substrato homogêneo infinito (Figura 7) e foi concebido a partir da integração da equação de Boussinesq e depende do coeficiente de Poisson  $\nu$  dos materiais. Tal simplificação foi admitida ao se considerar que a estrutura não contém camadas cimentadas, e, portanto, que os valores de Módulo de Resiliência não se afastam de

maneira discrepante entre a camada de revestimento e o subleito. Esse modelo, prevê que as tensões num ponto P localizado a uma profundidade z sob o centro da placa circular são dadas pelas Equações 3 e 4, onde  $\nu$  é o coeficiente de Poisson do material.

$$\sigma_z = q \left[ 1 - \frac{z^3}{(b^2 + z^2)^{3/2}} \right] \quad (3)$$

$$\sigma_r = \sigma_\theta = q \left[ 1 + 2\nu - \frac{2(1+\nu)z}{(b^2 + z^2)^{1/2}} + \dots \right] \left[ \dots \frac{z^3}{(b^2 + z^2)^{3/2}} \right] \quad (4)$$

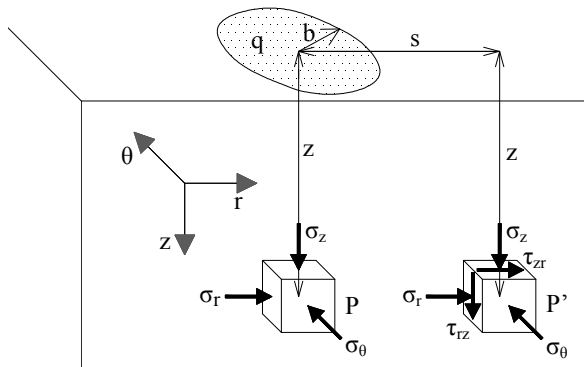


Figura 7. Tensões em pontos abaixo de uma área circular uniformemente carregada.

As tensões num ponto P' a uma profundidade z abaixo da placa circular localizado num alinhamento afastado a uma distância s do centro da placa circular são dadas pelas Equações 5, 6, 7 e 8 onde A', B', C, D, E, F e G são função de s/b e z/b, cujos valores foram tabelados por Ahlvin e Ulery (1962) e são apresentados por Das (2008).

$$\sigma_z = q(A'+B') \quad (5)$$

$$\sigma_r = q[2\nu A'+C+(1-2\nu)F] \quad (6)$$

$$\sigma_\theta = q[2\nu A'-D+(1-2\nu)E] \quad (7)$$

$$\tau_{rz} = \tau_{zr} = qG \quad (8)$$

De acordo com Medina e Motta (2005), valores usuais para o coeficiente de Poisson  $\nu$  são 0,35 para materiais granulares e 0,45 para solos argilosos. No presente trabalho foram adotados valores de 0,45 para ambos, camada de revestimento primário e subleito.

Como no problema em questão são duas placas carregadas, considerou-se no cálculo a superposição dos efeitos, somando-se as tensões em cada ponto. Uma vez calculadas as tensões  $\sigma_z$ ,  $\sigma_r$ ,  $\sigma_\theta$ ,  $\tau_{rz}$  e  $\tau_{zr}$ , determinaram-se as tensões principais  $\sigma_a$ ,  $\sigma_b$  e  $\sigma_c$  através das Equações 9, 10 e 11. A maior dessas três tensões é definida como a tensão principal maior  $\sigma_1$  e a menor delas como a tensão principal menor  $\sigma_3$ , conforme representado pelas Equações 12 e 13.

$$\sigma_a = \frac{\sigma_z + \sigma_r}{2} + \sqrt{\left[ \frac{(\sigma_z - \sigma_r)}{2} \right]^2 + \tau_{rz}^2} \quad (9)$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_z + \sigma_r}{2} - \sqrt{\left[ \frac{(\sigma_z - \sigma_r)}{2} \right]^2 + \tau_{rz}^2} \quad (10)$$

$$\sigma_c = \sigma_\theta \quad (11)$$

$$\sigma_1 = \text{MAIOR}[\sigma_a; \sigma_b; \sigma_c] \quad (12)$$

$$\sigma_3 = \text{MENOR}[\sigma_a; \sigma_b; \sigma_c] \quad (13)$$

### 3.2 Resultados obtidos

Para os parâmetros do subleito considerados nesta simulação uma solução sem revestimento resultaria em FSs abaixo de 3. Assim, considerando que os parâmetros do solo em estudo correspondentes às amostras compactas na energia normal possuem valores inferiores aos do subleito, ficaria obviamente

inviável o emprego do solo em camada compactada na energia normal.

Por outro lado, considerando-se uma espessura de 20 cm de camada de revestimento constituída do solo em estudo compactada na energia modificada, obtêm-se os resultados apresentados na Tabela 5.

Tabela 5. Resultados do dimensionamento do pavimento.

Grandezas	Pontos sob a roda		Pontos entre as rodas	
	$\sigma_1$	384,38	198,45	177,48
$\sigma_3$	68,13	9,46	31,94	7,15
$\sigma_{1max}$	1.405,29	572,79	1.259,70	564,24
<b>FSs</b>	<b>4,2</b>	<b>3,0</b>	<b>8,4</b>	<b>3,6</b>

Através dos resultados obtidos, tem-se que os FSs são maiores ou iguais a 3 em todos os pontos verificados, sendo o limitante o ponto no topo do subleito no alinhamento sob a roda.

#### 4. CONCLUSÕES

Para o subleito com parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb considerados nas análises, os quais foram atribuídos para fins de simulação, seria inviável o emprego do solo em estudo para camada de revestimento primário com compactação na energia normal, mesmo tendo características apropriadas segundo a classificação MCT, pois sua resistência acabaria sendo inferior a do subleito, a qual já era insuficiente para que fosse atingido um Fator de Segurança à ruptura ao cisalhamento adequado. Entretanto, ao se adotar a energia de compactação modificada, segundo os modelos de cálculo considerados, uma camada de 20 cm do referido solo seria suficiente para atingir tal propósito. Isso demonstra que, para o solo estudado, a energia de compactação empregada, é determinante para a viabilização de uma solução para o pavimento com revestimento primário.

Observou-se que, para o solo estudado, o aumento da energia de compactação repercute

num ganho considerável de resistência, em especial devido ao aumento do intercepto de coesão.

Através dos resultados obtidos, verificou-se que a inundação do solo estudado, em amostras compactadas na mesma energia, ocasiona uma queda da resistência ao cisalhamento em razão da queda do intercepto de coesão. Assim, pavimentos com revestimento primário que façam uso desse solo devem possuir sistemas de drenagem eficientes para evitar problemas de ruptura ao cisalhamento ou deformações permanentes acentuadas.

Vislumbra-se o emprego do solo estudado como camada de revestimento primário de estradas vicinais do Município de Arroio do Tigre-RS, desde que seja compactado na energia modificada, seja dimensionada sua espessura para cada subleito e seja prevista uma esbelta camada de material granular (brita 0 ou brita 1) para corrigir o problema de falta de aderência intrínseca ao material.

Estudos alternativos ao aqui apresentado para melhorar a resistência do material, sem necessariamente aumentar a energia de compactação, seria através de estabilização granulométrica ou estabilização química.

#### REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6502:1995: Rochas e Solos**. Rio de Janeiro, RJ, Brasil: ABNT, 1995.

DAS, B. M. **Advanced Soil Mechanics**. New York, NY, USA: Taylor & Francis, 2008, 594 p.

DAS, B. M. e SOBHAN, K. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. 8ª ed. São Paulo, SP, Brasil: Cengage Learning, 2014, 612 p.

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

SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DO RIO GRANDE DO SUL  
GEORS 2017

NOGAMI, J. S. e VILLIBOR, D. F.  
**Pavimentação de baixo custo com solos laterítico.** São Paulo, SP, Brasil: Vilibor, 1995, 240 p.

VILLIBOR, D. F. e NOGAMI, J. S.  
**Pavimentos Econômicos: tecnologia do uso de solos finos laterítico.** São Paulo, SP, Brasil: Arte & Ciência, 2009, 291 p.

## ESTUDO DO MELHORAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO ARGILOSO TRATADO COM CAL EM DIFERENTES TEMPOS DE CURA

**Jair de Jesús Arrieta Baldovino**

Mestrando do Curso de Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná,  
Curitiba, Brasil  
yaderbal@hotmail.com

**Eclesielter Batista Moreira**

Mestrando do Curso de Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná,  
Curitiba, Brasil  
eclesielter\_ebm@hotmail.com

**Ronaldo Luis dos Santos Izzo**

Professor do Curso de Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná,  
Curitiba, Brasil  
izzo@utfpr.edu.br

**Resumo.** A formação geológica de Guabirota está localizada na cidade de Curitiba e região metropolitana, onde os solos em sua maioria são classificados como finos. Além disso, os solos da formação não podem por suas próprias propriedades físico-mecânicas ser empregados para construção de bases para pavimentação, proteção de encostas e taludes ou para suporte de fundações superficiais. O tratamento de solos com cal melhora-lo para essas condições de uso. Quando as argilas são estabilizadas com a cal se reduz o limite plástico, aumenta o limite líquido, melhora a trabalhabilidade e melhora as propriedades mecânicas. O presente estudo apresenta a relação do crescimento da resistência da compressão não confinada  $q_u$  de um solo argiloso da formação Guabirota em diferentes tempos de cura. O trabalho também apresenta as mudanças de limites de consistência e as propriedades de compactação do solo. Os parâmetros de controle avaliados foram: teor de cal, tempo de cura e umidade. Os resultados mostram um crescimento da resistência da compressão não confinada  $q_u$  com o aumento de teor de cal e

com o aumento do tempo de cura.

**Palavras-chave:** Solo-cal. Resistência. Tempo de Cura.

### 1. INTRODUÇÃO

O uso de materiais cimentantes como a cal vem sendo empregada com sucesso na engenharia geotécnica para a estabilização e melhoramento mecânico em solos principalmente de tipo argilosos e em siltes. As pesquisas atuais têm encontrado a influência das quantidades de materiais cimentantes no comportamento mecânico de esses tipos de solos com por exemplo as feitas por Consoli *et al.* (2007) e Consoli *et al.* (2001) onde usa teores de de 3%, 5%, 7% e 9% para estabilização.

Os tipos de cal comumente usados para estabilizar solos finos são a cal hidratada com conteúdo alto de cálcio e cal calcítica, cal dolomítica monohidratada e cal viva dolomítica. O teor de cal para usar na estabilização na maioria dos solos vai desde o intervalo de 5 até 10%. Quando se coloca cal

nos solos argilosos, acontecem duas reações químicas puzolânicas: permuta de cátions y floculação-aglomeração (Das, 2016).

Os solos da formação geológica de Guabirota estão localizados na cidade de Curitiba-PR e região metropolitana, em sua maioria são finos. Os solos de Guabirota não podem em uma grande maioria ser empregos para camadas de sub-base e base de pavimentação, para o suporte de fundações superficiais como as sapatas e para proteção de encostas.

A técnica de melhoramento do solo também pode ser utilizada nas fundações de edificações de pequeno porte, em solos com baixa capacidade de suporte ou que apresentam baixa estabilidade volumétrica. Tais condições são problemáticas na medida em que podem causar severas patologias na edificação (Inglês e Metcalf, 1972).

A resistência à compressão simples  $q_u$  de um solo de grão fino compactado em um conteúdo de umidade ótima pode variar de 170 kPa a 2100 kPa, dependendo da natureza do solo. Com uma adição de entre 3 a 5% de cal e um período de curado de 28 dias, a resistência à compressão simples pode aumentar em 700 kPa ou mais (Das, 2016).

É de interesse fundamental o estudo do melhoramento de solos locais de Curitiba em quanto se podem aproveitar solos que não estão sendo empregados por malas propriedades físico-mecânicas, além disso, fazer um aporte para a realização de um banco de dados e de locais de esses solos.

Assim, esta pesquisa busca determinar a influência de diferentes teores de cal na resistência à compressão não confinada  $q_u$  de um solo da formação geológica de Guabirota com diferentes tempos de cura.

## 2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

### 2.1 Materiais

**Solo.** O solo usado para o presente estudo foi coletado na terceira camada da formação

Guabirota no município de Fazenda Rio Grande-PR em um local de construção de vivendas com localização geográfica 25°41'03.9"S e 49°18'32.5"W. O solo é composto por 35,5% de argila (< 0,002 mm), 39,5% de silte (0,002 a 0,075 mm) e 25% de areia fina (0,074 a 0,42 mm). A Figura 2 mostra a curva granulométrica do solo. A umidade natural encontrada do solo in-situ é próxima a 40%.

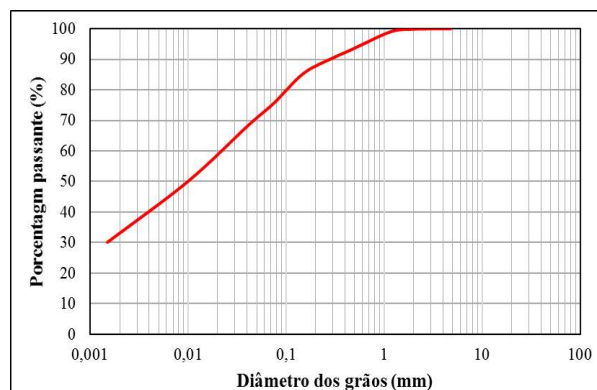


Figura 1. Curva Granulométrica do Solo

Mostra-se também na Tabela 1 as propriedades físicas do solo; segundo o Sistema Unificado de Classificação de Solos - SUCS- o solo é classificado como uma argila grossa arenosa. A partir da curva granulométrica e da Tabela 1 se pode ver que o solo apresenta um limite de liquidez alto (53,1%), tanto o índice de plasticidade indica que a argila é altamente plástica com 21,3% ( $IP > 15$ ).

Tabela 1. Propriedades físicas do solo

Propriedades Físicas	Valores Médios
Peso específico real dos grãos, $G_s$	2,71
Areia fina	25%
Silte	39,5%
Argila	35,5%
Limite de liquidez, $LL$	53,1%
Limite de plasticidade, $LP$	31,8%
Índice de plasticidade, $IP$	21,3%



**Cal.** A cal usada para o estudo foi uma cal hidratada dolomítica CH-III composta principalmente por hidróxidos de cálcio -  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ - e magnésio- $\text{Mg}(\text{OH})_2$ -, produzida no município de Almirante Tamandaré, região metropolitana de Curitiba, estado do Paraná. O % retido acumulado no diâmetro 0,075 mm foi de 9% ( $\leq 15\%$ , como especifica a norma NBR 7175 de 2003). A massa específica da cal é igual a  $2,39 \text{ g/cm}^3$ .

**Água.** A água empregada tanto para a moldagem de corpos de prova como para os ensaios de caracterização do solo foi destilada conforme as especificações das normas, enquanto está livre de impurezas e evita as reações não desejadas.

## 2.2 Métodos

**Ensaio de pH.** Para a realização das misturas de solo com a cal se teve que definir qual é o menor teor que se pode usar. Por isso, se usou a metodologia proposta por Rogers *et al*, 1997 ou também chamado o método do ICL (Initial Consumption of Lime) e se refere a uma variação do pH onde o teor mínimo de cal a usar é aquele onde o pH atinge um valor constante máximo. A figura 3 mostra a variação do pH das misturas com o teor de cal usado. Nota-se que alcança um valor máximo de 12,5 depois de chegar ao 3% de cal (teor mínimo a usar nas misturas).

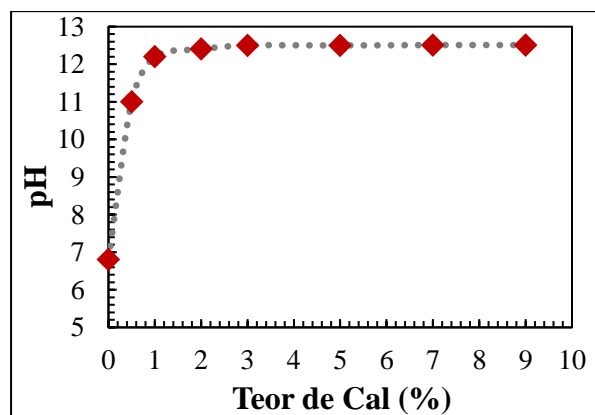


Figura 2. Variação do pH com o teor de cal

**Dosagem das misturas.** De acordo com os ensaios de pH do solo e tendo em consideração diferentes pesquisas sobre reforço de solos com cal, definiu-se para o presente estudo 5 teores de cal a usar (0%, 3%, 5%, 7% e 9%) incluindo o 0% para ver a variação como por exemplo a resistência e propriedades físicas.

O ensaio de resistência não confinada das misturas constituiu como a principal variável de estudo e de avaliação. Enquanto, são definidas as propriedades dos corpos de prova a partir dos ensaios de compactação.

**Ensaio de Compactação.** Foram feitos ensaios de compactação do solo nas três energias (normal, intermediária e modificada). A Figura 4 mostra as curvas de compactação da argila estudada. A partir de esses dados e tendo em consideração a natureza de que o presente trabalho e só uma fração de uma pesquisa complexa, a argila vai ser estudada e apresentada com as propriedades na compactação normal. Assim, também foram realizados ensaios de compactação com cada teor de cal usado na energia normal. A Tabela 2 apresenta a variação do peso específico seco máximo e a umidade ótima para os teores 3%, 5%, 7% e 9% de cal. Nota-se que a variação é bem pequena devido a que os teores usados são baixos. As pesquisas apresentadas por Consoli *et al.* (2007) onde trata o solo com cimento- e Consoli *et al.* (2001) -que usa como material cimentante para o solo, a cal de carbureto- pode-se ver que os pontos de moldagem nestas pesquisas são estratégicos, assim, variam-se a porosidade, o peso específico aparente seco e a umidade dos corpos de prova. A presente pesquisa usa como material estabilizador a cal hidratada, enquanto se usa como ponto de moldagem a umidade ótima da compactação normal, isto é 29% de umidade e peso específico seco aparente de  $13,8 \text{ kN/m}^3$ .

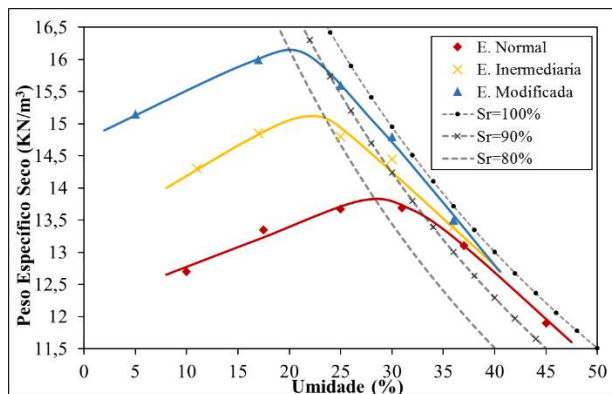


Figura 3. Curvas de compactação da argila

Tabela 2. Propriedades de compactação da argila com diferentes teores de cal

Teor de cal (%)	Peso específico seco máximo, $\gamma_{d_{max}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Umidade ótima, $W_o$ (%)
3	1,358	32,5
5	1,35	32,0
7	1,35	31,5
9	1,35	30,0

**Ensaio de Compressão Simples.** Para os ensaios de compressão simples foram moldados corpos de prova de 100mm de altura e 50mm de diâmetro.

A argila foi secada totalmente em estufa a  $100 \pm 5^\circ\text{C}$  e logo colocada em porções uniformemente distribuídas para ser misturada com os diferentes teores de cal. Coloca-se a quantidade de cal seca com referência ao peso seco da amostra da argila. A continuação realiza-se a mistura de maneira que a mescla final fica-se a mais homogênea possível. Uma porcentagem de peso de água era colocada na amostra de solo com a cal e misturada novamente para lograr a umidade ótima.

As amostras para a moldagem dos corpos de prova eram compactadas estaticamente em duas camadas em um molde de aço inox com diâmetro interno de 50 mm, altura de 100 mm e espessura de 5mm, isto é para atingir o peso específico máximo aparente. Depois de ser

compactada a amostra se retirava do molde com a ajuda de um extrator hidráulico, logo se pesava em uma balança de precisão de 0,01 g e eram tomadas as dimensões da mesma com o uso de um nônio. A continuação, eram envoltas com plástico transparente para assegurar a não perda da umidade. Por último, leva-se os corpos de prova para câmara úmida para processo de cura durante 15, 30, 60 e 90 dias a temperatura média de  $25^\circ\text{C}$ . Além disso, as amostras tinham que ter e respeitar as seguintes condições para ser usadas para o ensaio de compressão simples:

- Dimensões das amostras: diâmetro de  $\pm 0,5$  mm e altura de  $\pm 1$  mm.
- Massa específica aparente seca ( $\gamma_d$ ): dentro de  $\pm 1\%$  do valor alvo.
- Teor de umidade (w): dentro de  $\pm 0,5\%$  do valor alvo.

Para a realização dos ensaios de compressão simples foi usada uma prensa automática WILLE GEOTECHNIK UL60 com capacidade máxima de 100 kN, e anéis calibrados para carga axial com capacidade de 7,5 kN e 50 kN. Os ensaios foram feitos com um sistema de coleta de dados a computador, medindo principalmente na prensa a força registrada, a deformação com sensibilidade de 0,1 mm e a velocidade calibrada de 1 mm por segundo. Os procedimentos dos ensaios de compressão simples seguiram a norma americana ASTM D 5102/96.

Adota-se a resistência à compressão não confinada ou simples ( $q_u$ ) como o cociente entre a carga de ruptura ( $P_R$ ) e a área transversal ( $A_T$ ) do corpo de prova.

Foram testados 60 corpos de prova, assegurando para cada tempo de cura e teor de material cimentante (cal) 3 corpos de prova.

**Sucção matricial e sucção total.** Como dito anteriormente, este trabalho representa uma fração de uma pesquisa maior onde será computada a influência da sucção nos corpos

de prova através do cálculo da curva característica com a ajuda da técnica do papel filtro. Assim, os valores da sucção matricial e total estão sendo realizados. A sucção é um dos parâmetros que interferem na resistência do solo, já que é definida como a capacidade do solo para reter a água. Logo, quando o solo está próximo da saturação, a sucção é quase zero, o que significa que é a melhor situação para fazer ensaios de resistência mecânica, mas para obter uma saturação total no laboratório é difícil e por isso se usa a curva característica para obter o valor da sucção na umidade com que foi testado um corpo de prova.

Nos resultados experimentais são apresentados os valores de resistência do solo sem a adição de cal na condição não saturada, logo a influência da sucção está presente, mas os valores de resistência são colocados no gráfico como base de referência para observar o acréscimo de  $q_u$  com a adição da cal hidratada.

### 3. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

#### 3.1 Ensaios de resistência à compressão simples.

**Influência do teor de cal.** A Figura 5 mostra a variação da resistência à compressão simples com 0%, 3%, 5%, 7% e 9% de cal, enquanto t se denota o crescimento da resistência com 15,

30, 60 e 90 dias de cura. Observa-se que a variação do  $q_u$  é exponencial para todos os tempos de cura. Comparando o 0% e 9% de adição de cal no solo para 15 dias de cura, se obtém um crescimento médio de 260% da resistência, para 30 dias, 290%, para 60 dias, 315%, e para 90, 365%. Tendo em consideração que o teor mínimo de cal é definido pelo pH ou outras variáveis como as mudanças das propriedades físicas, o teor máximo de cal usado depende do aspecto econômico, do tipo de aplicação, como por exemplo o uso para camadas de pavimento, ou pode depender das propriedades mecânicas iniciais do solo, o seja, dependendo da resistência do solo e da resistência desejada.

**Influência do tempo de cura.** A Figura 6 mostra a variação da resistência à compressão simples com 15, 30, 60 e 90 dias de cura. Com 0% de cal, a argila aumenta em 5% de resistência, apesar de não ter cal, o solo tem reagentes cimentantes, tais como o cálcio ou magnésio que fazem novas ligações entre partículas com a presença da água. A mistura de 3% de cal entre 15 e 90 dias tem um aumento de resistência de 40%, a mistura de 5% tem um aumento de 50%, a mistura de 7%, 60%, e a mistura de 9% tem um aumento significativo de 80% da resistência. Isto é, o acréscimo de quantidade de cal e tempo de cura, é proporcional ao ganho de resistência.

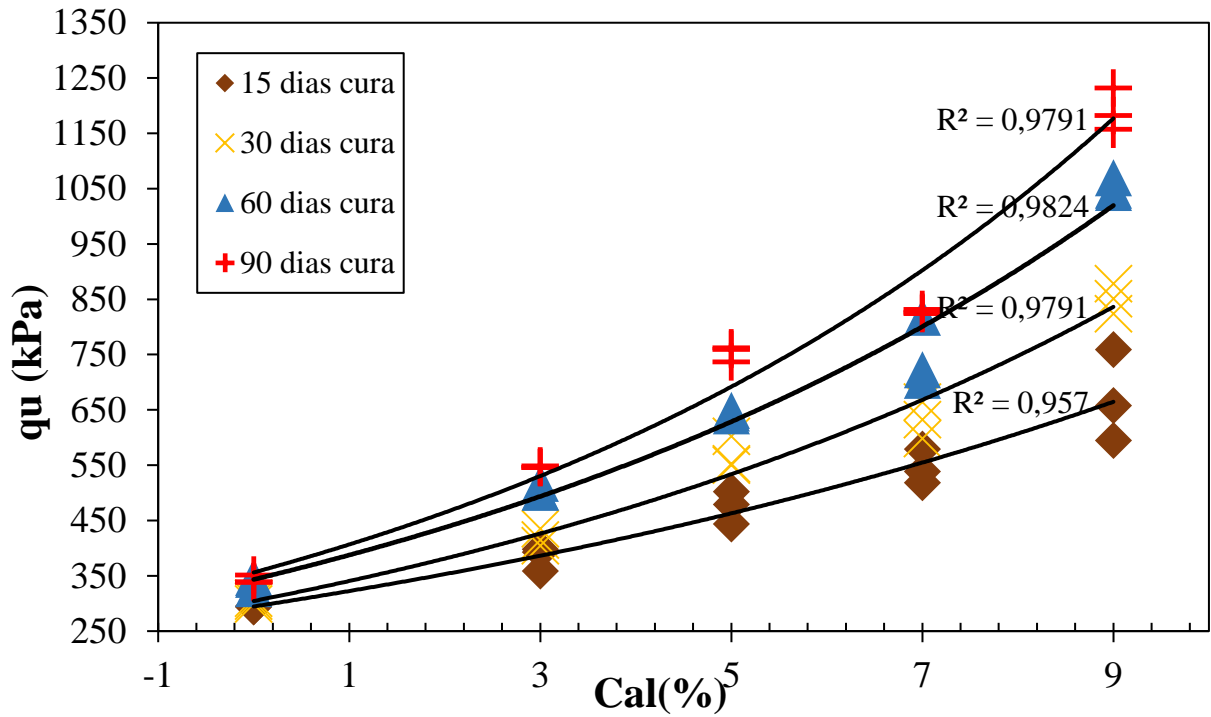


Figura 4. Variação da resistência à compressão simples com o teor de cal (Ca)

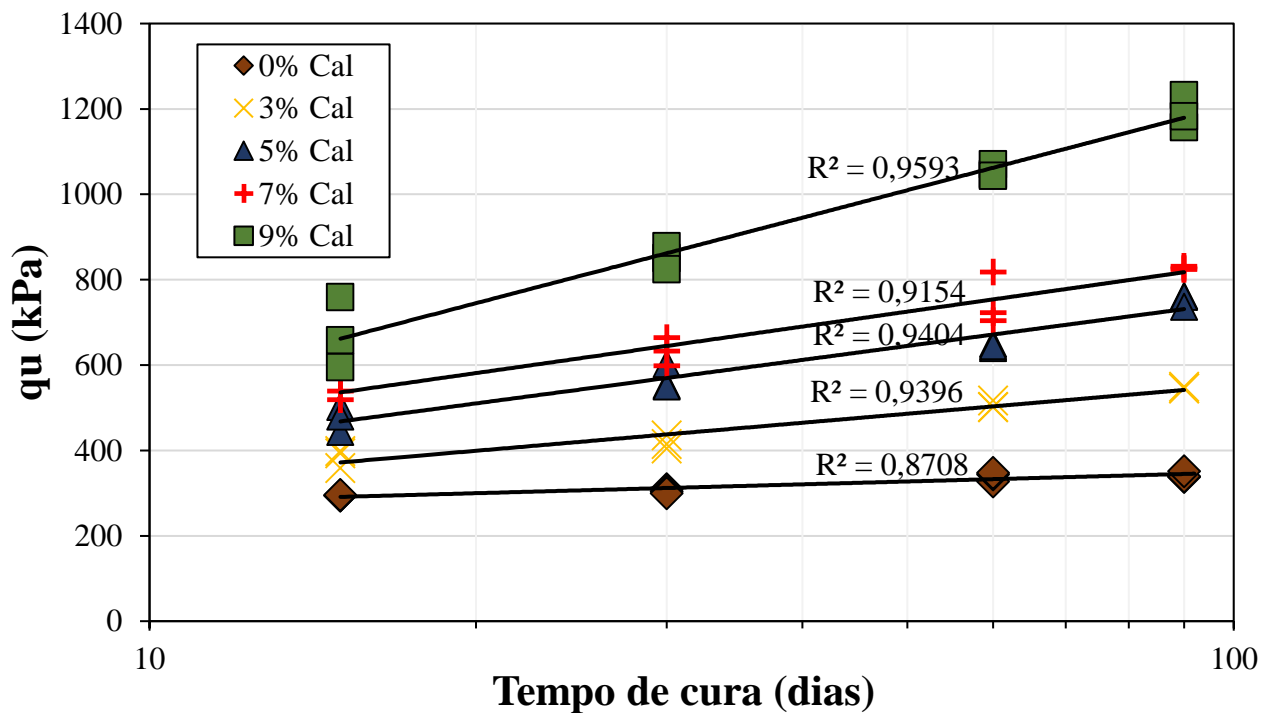


Figura 5. Variação da resistência à compressão simples com o tempo

### *Agradecimentos*

Os autores demonstram seu agradecimento ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR) e ao apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES).

## 4. REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7175: Cal hidratada para argamassas**. 2003.

DAS, Braja M.; SIVAKUGAN, Nagaratnam. **Fundamentals of geotechnical engineering**. Cengage Learning, 2016.

CONSOLI, Nilo Cesar et al. Behavior of compacted soil-fly ash-carbide lime mixtures. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 127, n. 9, p. 774-782, 2001.

CONSOLI, Nilo Cesar et al. Key parameters for strength control of artificially cemented soils. **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering**, v. 133, n. 2, p. 197-205, 2007.

INGLES, O. G.; METCALF, J. B. (1972). Soil Stabilization. In: **Principles and Practice**. Sidney: Butterworths. 1972. 374p.

ROGERS, C. D. F.; GLENDINNING, S.; ROFF, T. E. J. Lime modification of clay soils for construction expediency. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering**, v. 125, n. 4, p. 242-249, 1997.

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir dos resultados e dados apresentados no presente trabalho se podem fazer as seguintes considerações e conclusões finais:

- O uso de cal em solos com baixas capacidades mecânicas é de uma importância significativa, pois esse material cimentante acrescentou em mais de 300% a resistência à compressão simples do solo usado na presente pesquisa.
- Existe uma relação direta e proporcional entre o teor de cal usado, o tempo de cura empregado e a resistência à compressão simples
- A resistência à compressão simples  $q_u$  tem um aumento exponencial com o aumento do teor da cal e com o aumento do tempo de cura.
- O teor de cal mínimo a usar está limitado pelas reações imediatas da cal com o solo e pelo pH. Enquanto o maior teor é definido pela resistência do solo e a resistência desejada.

## PROJETO E EXECUÇÃO DO SISTEMA PARA IMPLEMENTAÇÃO DO ENSAIO DE FADIGA TRAÇÃO DIRETA UNIAXIAL CÍCLICO NA UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA

### **Gustavo dos Santos Pinheiro**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria/RS, Brasil, gustavo.snt@hotmail.com

### **Fernando Dekeper Boeira**

Doutorando do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria/RS, Brasil, fernando.d.boeira@gmail.com

### **Eduardo Londero Druzian; Mauro Lichtenecker Just**

Técnicos do Laboratório de Materiais de Construção Civil da Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria/RS, Brasil, eduardo-druzian@hotmail.com

### **Luciano Pivoto Specht**

Professor/Pesquisador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria/RS, Brasil, luspecht@ufsm.br

**Resumo.** *No contexto da caracterização avançada de misturas asfálticas, realizou-se o desenvolvimento de projetos referentes aos aparatos e às peças a serem utilizados em um ensaio para concretos asfálticos inédito no Laboratório de Materiais de Construção Civil (LMCC), da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM). Trata-se do Ensaio de Fadiga Tração Direta Uniaxial Cíclico que possibilita avaliar e caracterizar o comportamento de misturas asfálticas quanto ao dano por fadiga. As peças foram baseadas em modelos já existentes, utilizados pelo Centro de Pesquisas e Desenvolvimento Leopoldo Américo Miguez de Mello e pelo Laboratório de Mecânica dos Pavimentos da Universidade Federal do Ceará. Foram feitas adaptações nas peças para que se adequassem à prensa hidráulica em que serão realizados os ensaios, a UTM-25, disposta no LMCC. Finalizados aparatos e peças, testes foram efetuados para certificar a compatibilidade entre as peças produzidas e a prensa hidráulica a ser utilizada, e demonstraram êxito nesse quesito.*

**Palavras-chave:** *Pavimentação asfáltica. Fadiga Tração Direta. Aparato de ensaio.*

## 1. INTRODUÇÃO

O bom desempenho dos revestimentos asfálticos depende de procedimentos corretos no projeto, da escolha adequada dos materiais e da formulação das proporções ou misturas que atendam os condicionantes de uso. Posteriormente ao projeto, depende de técnicas adequadas de produção, distribuição e execução das camadas asfálticas no pavimento. Esse desempenho se torna mais importante nas rodovias brasileiras de volume médio a alto de tráfego que apresentam Concreto Asfáltico (CA) como revestimento, que tem sido extensivamente estudado, tanto seus componentes individuais – ligantes e agregados – quanto a mistura, de maneira a atender à crescente demanda de durabilidade aliada à escassez de recursos do setor rodoviário.

Devido ao extenso uso do modo, aliado ao crescente aumento da frota e o excesso de



cargas transportadas, há um comprometimento do comportamento dos pavimentos asfálticos, o que favorece a ocorrência de deteriorações prematuras e, conseqüentemente, gera aumento no custo de transporte. A degradação dos pavimentos asfálticos brasileiros se intensifica por se tratar de um país com clima tropical, em que na maior parte do ano, as temperaturas são elevadas.

Os principais defeitos encontrados nas rodovias brasileiras são a deformação permanente e o trincamento por fadiga, relacionados diretamente com o tráfego atuante, estrutura do pavimento/mistura e condições climáticas, ultimamente, vem ocorrendo de forma precoce, prejudicando a estrutura dos pavimentos. A deformação permanente provoca os afundamentos nas trilhas de roda, afundamentos localizados e corrugações nos revestimentos, dificultando a drenagem da água e aumentando o risco de hidroplanagem. Já o trincamento por fadiga é proveniente dos efeitos cumulativos causados pela repetição de cargas e dos conseqüentes deslocamentos, resultando em perda de flexibilidade e durabilidade do revestimento.

Há dois tipos de solicitações mecânicas em estruturas de pavimentos flexíveis. A primeira delas é a flexão repetida, a qual gera tensões de tração no revestimento e conseqüentemente resulta em fadiga do material (trincamento por fadiga). A segunda é a compressão na superfície do revestimento, que contribui para o acúmulo de deformações permanentes (MOTTA e PINTO, 1994).

O fenômeno de fadiga é de natureza complexa, e está relacionado tanto às características estruturais, quanto de materiais nos pavimentos revestidos por concreto asfáltico. Atualmente, no Brasil, os ensaios disponíveis e protocolos de análises são poucos confiáveis para uma previsão precisa do desempenho de misturas asfálticas perante a fadiga. Muitos pesquisadores têm proposto métodos diferentes de teste e geometrias de

amostras para caracterização de danos de fadiga, tais como vigas de flexão, tração indireta em amostras cilíndricas, ensaios em amostras trapezoidais, e outros.

Recentemente foi desenvolvido pelo professor *Y. Richard Kim*, da *North Carolina State University*, nos Estados Unidos, um novo tipo de ensaio para previsão da vida de fadiga em misturas asfálticas, levando em conta propriedades fundamentais para caracterização efetiva do comportamento das misturas asfálticas. O ensaio consiste em aplicar no corpo de prova uma deformação cíclica senoidal, de amplitude constante, até que ocorra a ruptura ou a defasagem do ângulo de fase. Na realização do ensaio são coletados e monitorados além da deformação, a carga, o ângulo de fase e o módulo dinâmico. No programa experimental, em relação aos ensaios tradicionais, como é o caso do ensaio de fadiga à compressão diametral, vem a ser mais simplificado, demandando menos corpos de prova e muito menos tempo de realização do ensaio (MARTINS, 2014).

O presente trabalho vem no intuito de contribuir para a implementação e disseminação do novo ensaio de Fadiga Tração Direta Uniaxial Cíclico recentemente implantado no Brasil através do CENPES (Centro de Pesquisas e Desenvolvimento Leopoldo Américo Miguez de Mello) e pela UFC (Universidade Federal do Ceará), e sendo implementado no Laboratório de Materiais de Construção Civil (LMCC) da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), contribuindo com o conceito de dano por fadiga.

## 2. METODOLOGIA

No Brasil desde a década de 1980, é uma prática muito comum utilizar o ensaio de compressão diametral de carga repetida com tensão controlada, para definir as curvas características de fadiga em misturas asfálticas com a mesma temperatura e frequência,

principalmente no meio acadêmico. Por outro lado, em estudos desenvolvidos ao longo de duas décadas por pesquisadores liderados pelo professor Y. Richard Kim, da *North Carolina State University*, nos Estados Unidos, propôs-se uma nova técnica para a determinação da vida de fadiga, onde é possível obter curvas experimentais por tração direta e com interpretação teórica mais consistente (NASCIMENTO *et al.*, 2014).

O ensaio consiste em aplicar no corpo de prova uma deformação cíclica senoidal, de amplitude constante, até que ocorra a ruptura ou a defasagem do ângulo de fase. Na realização do ensaio são coletados e monitorados deformação, a carga, o ângulo de fase e o módulo dinâmico. O ensaio segue as prescrições da norma AASHTO TP 107-14 (*Standard Method of Test for Determining the Damage Characteristic Curve of Asphalt Mixtures from Direct Tension Cyclic Fatigue Tests*).

Na Universidade Federal de Santa Maria (UFSM) a realização do ensaio se dá por meio da *Universal Testing Machine* (UTM - 25) da IPC Global. Para que ocorra o ensaio, foram necessárias a fabricação de peças para a adaptação na UTM-25, para a realização do carregamento de tração-compressão nos corpos de prova.

## 2.1 Projetos e execução das peças

Para a confecção das peças, primeiramente foi realizado uma revisão dos principais centros que realizam o ensaio no Brasil. Atualmente, apenas o Centro de Pesquisas e Desenvolvimento Leopoldo Américo Miguez de Mello (Cenpes), localizado na Cidade Universitária, campus da Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), e o Laboratório de Mecânica dos Pavimentos da Universidade Federal do Ceará (UFC) estão realizando o ensaio de Fadiga Tração Direta Uniaxial Cíclico. Algumas

universidades já estão com a produção para a realização do ensaio, tais como, a Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ/COPPE) e a Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS).

O Cenpes utiliza uma prensa hidráulica universal MTS e a UFC utiliza uma UTM (Universal Testing Machine da IPC Global), demonstradas na “Fig. 1”.



Figura 1. Sistema de ensaio de Fadiga Tração Direta Uniaxial Cíclico: (a) Cenpes e (b) UFC

Em ambos os centros, foram realizadas visitas acadêmicas, instruindo-se melhor sobre o ensaio, para que então fossem realizados os projetos de adaptação das peças e, em seguida, a execução do ensaio no Laboratório de Materiais de Construção Civil da UFSM.

Para a produção das peças, foram realizados cerca de oito projetos, que contemplam toda a adaptação do ensaio na *Universal Testing Machine* (UTM-25), assim como o sistema de colagem dos corpos de prova. Os projetos foram realizados utilizando uma junção entre as adaptações dos centros (Cenpes e UFC), ou seja, foi realizada uma adaptação na parte de colagem das peças nos corpos de prova e fixação na prensa das peças utilizadas pelo Cenpes.

As peças que contemplam os projetos são: sistemas de acoplamento à prensa UTM-25, rótula, placas cilíndricas de colagem dos

corpos de prova e todo o sistema para realização da colagem das placas.

A rotulagem do atuador hidráulico da UTM-25 com a amostra, ilustrada na “Fig. 2”, foi realizada através da adaptação das peças da Universidade Federal do Ceará.



Figura 2. Sistema de rotulagem da UFSM

O sistema de rotulagem é formado por dois suportes que se encaixam a uma rótula conectada ao atuador hidráulico da UTM-25, essa rótula é encarregada pelo ajuste correto do posicionamento do sistema de rotulagem em relação às outras peças do ensaio. Os demais aparatos, conforme “Fig. 3” e “Fig. 4”, foram elaboradas a partir de adaptações com base nas peças do Cenpes.

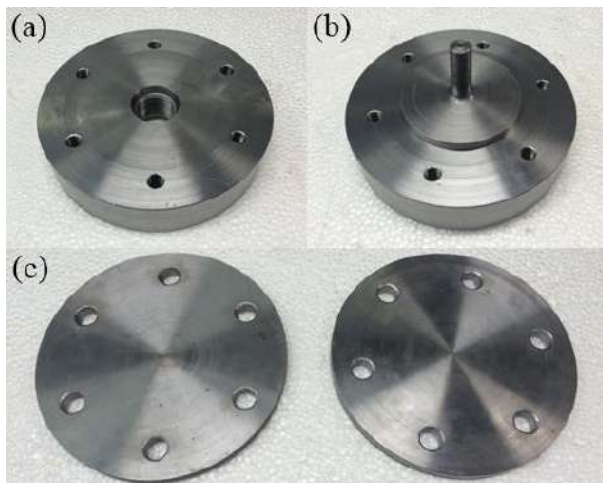


Figura 3. (a) Placa suporte superior, (b) placa suporte inferior e (c) placas de colagem *top* e *down*

As placas suportes superior e inferior são espessas chapas metálicas dimensionadas com 4x19cm. Projetadas para resistir aos esforços de tração-compressão aplicados durante os ensaios mecânicos, a placa suporte inferior (item (b), “Fig. 3”) se conecta diretamente a mesa de fixação da UTM-25, enquanto a placa suporte superior (item (a), “Fig. 3”) faz parte da conexão entre o sistema de rotulagem e a amostra a ser ensaiada.

Essa conexão se torna possível graças ao copo de acoplamento da rótula, mostrado na “Fig. 4”, pois ele irá englobar todo o sistema de rotulagem e será rosqueado à chapa suporte superior. Em seguida, foram feitas novas adaptações através da colocação de seis parafusos no topo do copo para evitar a movimentação do sistema. Já, o item (c) da “Fig. 3” expõe as placas de colagem *top* e *down*, de dimensões 1,2x19cm, que são coladas nas faces superior e inferior dos corpos de prova.



Figura 4. Copo de acoplamento do sistema de rotulagem antes (na esquerda) e após adaptação (na direita)

O sistema para suporte de colagem dos corpos de prova, representado na “Fig. 5”, consiste em uma base metálica retangular que sustenta duas placas fixadas em suas extremidades e uma placa móvel entre elas. Posicionadas perpendicularmente à base, as placas são ligadas por quatro hastes que garantirão o alinhamento das peças no momento da colagem. Para possibilitar a

mobilidade do sistema, uma manivela foi fixada junto à placa móvel. Além disso, redesenhou-se um suporte para os corpos de prova. Esse suporte, que irá sustentar as amostras, também é fixado à base do sistema e possui roscas em suas extremidades, detalhadas na “Fig. 6”, e permitirão que no momento da colagem o suporte seja movido verticalmente e propicie um melhor alinhamento entre o centro das chapas cilíndricas e o corpo de prova.



Figura 5. Sistema de colagem do corpo de prova e placas de colagem

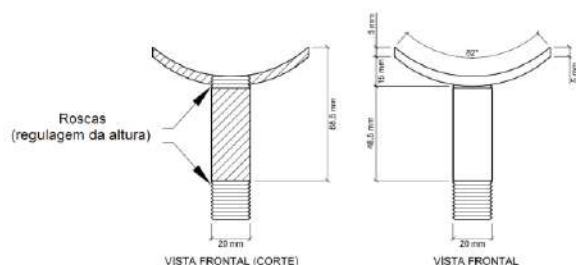


Figura 6. Detalhamento do suporte do corpo de prova no sistema de colagem

Para fixação do corpo de prova junto às placas de colagem, utiliza-se de cola epóxi com baixa viscosidade e alta resistência. Seu tempo de secagem varia conforme o fabricante, no caso, o processo leva de 16 a 20 horas. Finalizada a colagem, a amostra então é

condicionada na temperatura, que varia de acordo com o PG (*Performance Grade*) do ligante asfáltico utilizado na mistura, segundo especificado pela norma AASHTO TP 107-14, em seguida preparada para o ensaio.

### 3. EXECUÇÃO DO ENSAIO

O processo de instalação do sistema se dá primeiramente pelo encaixe da placa de suporte inferior à mesa da prensa. Acima dessa placa é posicionada a amostra, já colada e condicionada na temperatura de ensaio, fixada por parafusos. Em seguida, coloca-se a placa de suporte superior, também fixada por parafusos, que garante a conexão entre o sistema de rotulagem e todo sistema de acoplamento à prensa UTM-25. A “Figura 7” demonstra o sistema completo de ensaio de Fadiga Tração Direta Uniaxial Cíclico montado e apto para execução do ensaio.

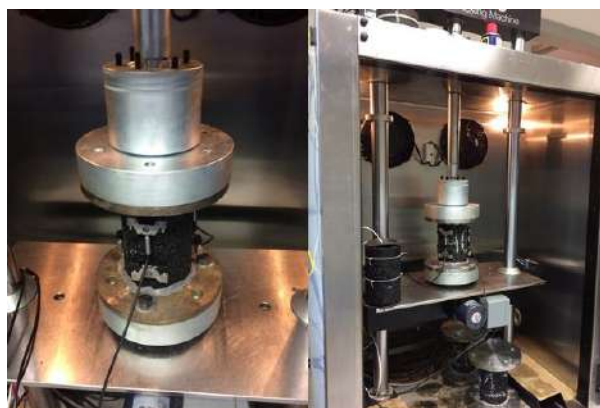


Figura 7. Sistema de ensaio de Fadiga Tração Direta Uniaxial Cíclico da UFSM

As amostras são moldadas no Compactador Giratório Superpave (CGS) com teores de projeto determinados a partir da dosagem Superpave. Com volume de vazios de  $5,5\% \pm 0,5\%$  e dimensões de 10cm de diâmetro por 17cm de altura, os corpos de prova são retificados em suas extremidades e lixados, para melhorar a aderência durante a colagem às chapas metálicas, passando a medir 10x13cm.



O ensaio de fadiga por tração direta uniaxial consiste em aplicar nos corpos de prova uma deformação cíclica senoidal, de amplitude constante, até que amostra entre em colapso, ou seja depois da evolução suficiente de danos, a amostra rompe devido à fadiga. A queda do ângulo de fase pode ser utilizada para determinar o momento da falha (BABADOPULOS, 2014). Durante o ensaio, é coletado além da deformação, a carga, o ângulo de fase e o módulo dinâmico, uma vez que, para cada corpo de prova é gerada uma Curva Característica de Dano. Na “Figura 8” está exemplificada uma curva gerada a partir de um ensaio realizado por Nascimento *et al*, 2014.

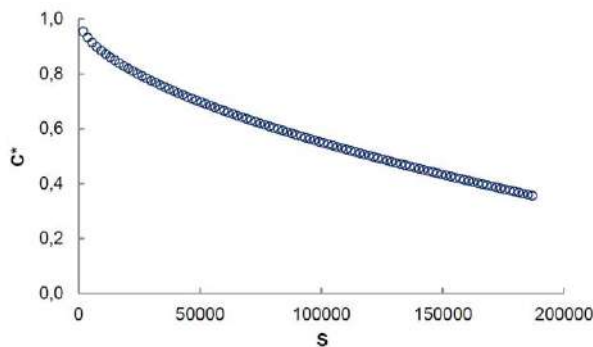


Figura 8. Gráfico típico da Curva Característica de Dano, C vs S (Fonte: Nascimento *et al*, 2014)

Na curva característica de dano, dois parâmetros principais devem ser quantificados: a pseudo-rigidez (C), também chamada de integridade do material, e o dano (S). Estes parâmetros são únicos para um dado material, caracterizado como uma propriedade fundamental do material (NASCIMENTO *et al.*, 2014). Esta relação C vs S é independente de muitos dos fatores que afetam o desempenho de fadiga como temperatura e frequência e, portanto, pode descrever os comportamentos com poucos ensaios.

Testes do ensaio de Fadiga Tração Direta Uniaxial Cíclico foram conduzidos, esses utilizaram uma frequência de 10Hz com

variação da amplitude de deformação em três níveis (200, 350 e 500µm). A execução do ensaio consiste em duas fases. Primeiramente, é aplicada uma pequena tensão (50 a 75 µm on-specime) e o ensaio é realizado para determinar o *fingerprint* módulo complexo. Em seguida, a amostra é submetida a um ensaio de fadiga em que o atuador é programado para chegar a um deslocamento de pico constante com cada ciclo de carga. O colapso da amostra é definido como o ponto em que os picos de ângulo de fase são defasados.

Após a ruptura dos corpos de prova, observamos que em alguns casos a região do rompimento foi muito próxima das extremidades do corpo de prova, ou até mesmo entre a cola e a placa de colagem, conforme a “Fig. 9”, item (b). Para evitar essa falha, as placas de colagem passaram a ser lixadas previamente à colagem. Após esse processo, o problema deixou de ocorrer.

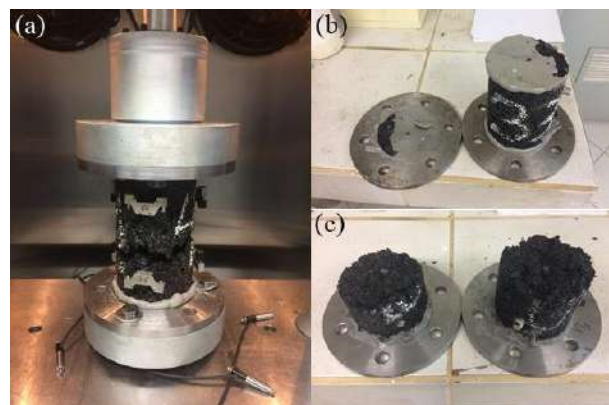


Figura 9. Amostras após ensaio de Fadiga Tração Direta Uniaxial Cíclico

#### 4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A eficiência das peças e o funcionamento do sistema adaptado acoplado à prensa UTM-25 e do sistema de colagem dos corpos de prova foram comprovados, uma vez que diversos testes do ensaio já tenham sido realizados.

Com os resultados obtidos pelos testes efetuados, atualmente, estão sendo geradas as Curvas Características de Dano para que seja validado o ensaio de Fadiga à Tração Direta Uniaxial Cíclico no Laboratório de Materiais de Construção Civil da Universidade Federal de Santa Maria, contribuindo com o conceito de dano por fadiga através da tração direta que ainda é pouco pronunciado no Brasil.

### *Agradecimentos*

Agradecimentos ao Laboratório de Materiais de Construção Civil e ao Grupo de Estudos e Pesquisas em Pavimentação e Segurança Viária (GEPPASV) pelo suporte e apoio técnico fornecido, ao Cenpes e à UFC pela disponibilidade e contribuição para o trabalho, ao CNPq e à CAPES pelas bolsas de ofertadas e à Petrobrás pelos investimentos.

## 5. REFERÊNCIAS

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION. AASHTO TP 107-14. Standard Method of Test for Determining the Damage Characteristic Curve of Asphalt Mixtures from Direct Tension Cyclic Fatigue Tests. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D. C.

BABADOPULOS, L. F. A. L. **A contribution to couple aging to hot mix asphalt (HMA) mechanical characterization under load-induced damage.** M.Sc. Thesis, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brazil, 2014.

MARTINS, A. T. **Contribuição para a validação do ensaio de resistência ao dano por fadiga para ligantes asfálticos.** 2014 Dissertação (Mestrado em Ciências em

Engenharia Civil - Programa de Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro/COPPE/, Rio de Janeiro RJ. 2014.

MOTTA, L. M. G.; PINTO, S. O uso de ensaios estáticos na definição de parâmetros de comportamento das misturas asfálticas. 12º ENCONTRO DE ASFALTO, Instituto Brasileiro do Petróleo. Rio de Janeiro, 1994

NASCIMENTO, L. A. H.; ROCHA, S. M. N., NASCIMENTO, C. E. H.; KIM, Y. R., CHACUR, M., MARTINS, A. T. Uso da mecânica do dano contínuo na caracterização de misturas asfálticas brasileiras. 21º ENCONTRO DE ASFALTO. Instituto Brasileiro do Petróleo. Rio de Janeiro, 2014.

## AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE SOLO ARENOSO BIOCIMENTADO ATRAVÉS DO ENSAIO DE PLACA

**Vinicius Luiz Pacheco**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil da Universidade de Passo Fundo (UPF).

email: vinimanfroipacheco@gmail.com

**Antônio Thomé**

Prof. Dr./Pesquisador do curso de Engenharia Civil da Universidade de Passo Fundo (UPF).

email: thome@upf.br

**Gregório Rigo Garbin**

Engenheiro Civil egresso da Universidade de Passo Fundo (UPF)

email: greggarbin@gmail.com

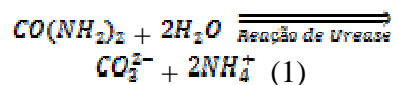
**Resumo.** O desenvolvimento econômico e o avanço infraestrutural requerem o aproveitamento de áreas e materiais nos quais apresentem sustentabilidade e propriedades físico-mecânicas necessárias a empregabilidade dos mesmos em obras de Engenharia. Em relação ao tratamento de solos, a técnica de melhoramento através da adição de cimento, torna-se inadequada em relação a emissão de  $CO_2$  na atmosfera durante o processo de fabricação. Logo, outras técnicas de melhoramento de solo são exploradas, tais quais a MICP (Microbially Induced Calcite Precipitation) na qual estimula as bactérias, principalmente do tipo *Bacillus Pasteurii* através da injeção de alimento aos micro-organismos presentes no solo, formando assim carbonato de cálcio e aumentando a capacidade de suporte de carga do solo, através do fenômeno de formação de calcita. Busca-se avaliar o desempenho do solo em questão ao tratamento MICP em relação ao solo sem tratamento, através de ensaios de placa, para obtenção da deformação e ganho de resistência.

**Palavras-chave:** Areia de Osório. Carbonato de Cálcio. Ensaio de placa.

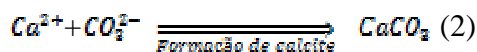
### 1. INTRODUÇÃO

A biocimentação na Engenharia Civil tem aplicação direta no controle de erosão interna de barragens (piping) e como reforço de fundações, sendo que para tais fins, as propriedades de permeabilidade, rigidez, compressibilidade e variação volumétrica precisam ser aprimoradas. A alteração nas propriedades do solo se dá pelo uso da técnica MICP (Microbially Induced Calcite Precipitation), na qual faz uso da estimulação de bactérias, normalmente do tipo *Bacillus Pasteurii*.

O processo químico tem por base a hidrólise da ureia na qual decompõe o componente, conforme Eq. (1).



Em sequência na Eq. (2) ocorre a formação da calcita através da combinação dos íons de carbonato e os íons de cálcio, fornecidos pelo cloreto de cálcio (Ng et al., 2012).



O presente artigo, com base nos benefícios da prática de biocimentação, analisou o ganho de resistência de um solo



com biotratamento, composto pela areia de Osório, em relação ao mesmo solo sem o processo de biocimentação.

## 2. DESENVOLVIMENTO DO ESTUDO

### 2.1 Local do Estudo

O trabalho foi desenvolvido nos laboratórios do Centro Tecnológico de Engenharia Civil, Ambiental e Arquitetura (CETEC), na Universidade de Passo Fundo (UPF).

O procedimento experimental foi realizado entre os meses de setembro a dezembro de 2016

### 2.2 Materiais

Os materiais utilizados no presente trabalho foram a areia de Osório e a solução biocimentante. A distribuição granulométrica da areia em questão está representada na Tabela 1 e os índices físicos estão dispostos na Tabela 2, conforme estudos de Cruz (2008). A solução cimentante foi resultado de uma adaptação de Mortensen et al., (2011) e Amarakoon e Kawasaki (2016), sendo a solução utilizada uma continuidade de estudos realizados por Garbin (2016), como segue na Tabela 3.

Tabela 1. Distribuição Granulométrica da areia de Osório

Abertura da Peneira (mm)	% passante
0.60	100.00
0.425	99.97
0.30	99.47
0.15	38.50
0.075	1.55
0.0534	00

Fonte: Cruz (2008)

Tabela 2. Índices Físicos da areia de Osório

Índices Físicos	Areia de Osório
Massa específica real dos grãos	2,65 g/cm <sup>3</sup>
Coefficiente de uniformidade, $C_u$	2,11
Coefficiente de curvatura, $C_c$	1,15
Diâmetro médio, $D_{10}$	0,09 mm
Diâmetro médio, $D_{50}$	0,17 mm
Índice de vazios mínimo, $e_{mín}$	0,60
Índice de vazios máximo, $e_{máx}$	0,85

Fonte: Cruz (2008)

Tabela 3. Composição da solução biocimentante

Reagente	Concentração (g/l)
Peptona	2
Extrato de Levedura	1
Cloreto de Amônia	10
Bicarbonato de Sódio	2,12
Ureia	30
Cloreto de Cálcio	56

Fonte: Garbin (2016)

### 2.3 Métodos

O processo metodológico do projeto de pesquisa tem por propósito a realização dos ensaios de placa para avaliação da resistência. Para tal finalidade, foram moldados três corpos de prova com a areia de Osório em camadas de 5 centímetros, totalizando uma altura total de 30 cm. Sendo os corpos de prova: o primeiro (CP\_01Branco) sem aplicação da técnica de biocimentação, com densidade relativa de 50% e umidade inicial da areia de 10%; o segundo (CP\_02Branco) com 14 aplicações de água em um montante de 2 vezes o volume de vazios (70 litros) do

corpo de prova por aplicação, densidade relativa de 50% e umidade inicial da areia de 10%; o terceiro (CP\_03Biocimentado) com a aplicação da técnica da de biocimentação durante 28 dias e as injeções intervaladas entre 48 horas com 2 vezes o volume de vazios (70 litros) do corpo de prova por injeção, com densidade relativa da areia de 50% e umidade inicial da areia de 10%. Sendo as injeções realizadas por intermédio de um regador individual para cada finalidade, buscando dessa forma uma abrangência maior da superfície do corpo de prova e mitigar deformações no contato da solução biocimentante/água com a superfície do mesmo.

Observa-se na Fig.1 o processo de moldagem dos corpos de prova.



Figura 1. Processo de moldagem dos corpos de prova.

Os ensaios de placa foram realizados conforme os prescritos da NBR 6489 (ABNT, 1984). Para o caso em estudo, os incrementos de carga foram da magnitude de 10kg e o ensaio para os 3 corpos de prova persistiu até atingir ou ultrapassar os 25mm de recalque. A placa utilizada para o ensaio possui 7,5 centímetros de diâmetro e 2,54 centímetros de espessura.

A avaliação dos resultados obtidos pelo presente ensaio foi feita com base nos critérios de Tensão de Ruptura ( $\sigma_{ruptura}$ ) do solo e na

capacidade de carga de fundações sobre solos cimentados.

Para a avaliação dos resultados obtidos através dos ensaios de placa, adotaram-se os critérios que definem a Tensão de Ruptura ( $\sigma_{ruptura}$ ), sendo eles:

-Critério I: Sendo o recalque máximo igual a  $D/30$ , onde D representa o diâmetro da placa, nesse caso, 7,5 centímetros;

-Critério II: Considerar o recalque máximo como sendo 10%D.

A avaliação da capacidade de carga de fundação e conseqüente determinação da Tensão admissível do solo ( $\sigma_{adm}$ ) adota-se o critério de 2% do recalque relativo. Em concordância com estudos prévios realizados em solos cimentado, não-cimentados e capacidade de carga de fundações apoiadas em aterros estabilizados com resíduos industriais (Thomé, 1999).

O corte esquemático com as dimensões dos corpos de prova e a aplicação do ensaio de placa segue na Fig. 2. Já na Fig.3, mostra-se a aplicação do ensaio de placa no CP\_03Biocimentado.

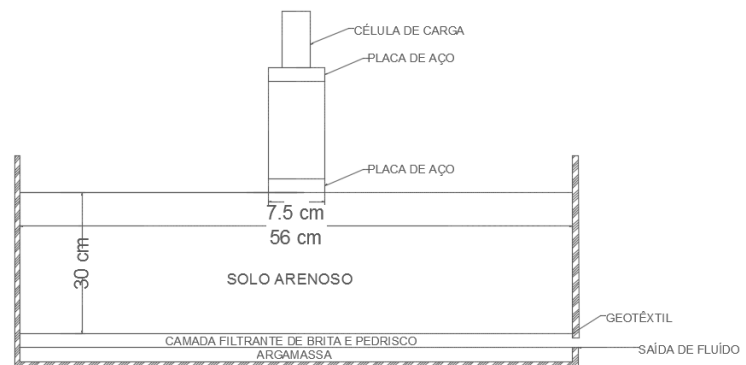


Figura 2. Corte esquemático da aplicação do ensaio de placa.

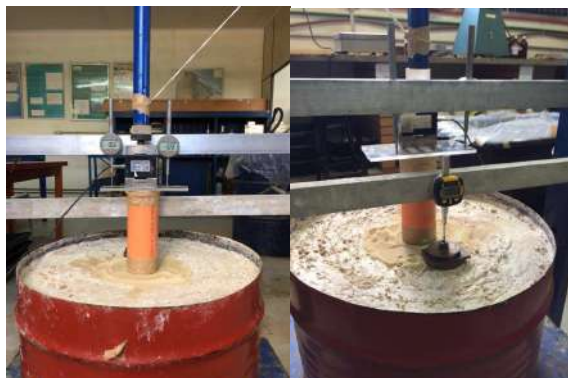


Figura 3. Aplicação do ensaio de placa no CP\_03Biocimentado.

Os ensaios foram realizados nos CP\_01Branco, CP\_02Branco e no CP\_03Biocimentado, nas respectivas datas: 29/09/2016, 27/10/2016 e 16/11/2016-17/11/2016.

### 3. RESULTADOS

Os resultados obtidos para Tensão vs Recalque, Tensão de Ruptura ( $\sigma_{ruptura}$ ) e Tensão admissível do solo ( $\sigma_{adm}$ ) são apresentados nos itens subsequentes.

#### 3.1 Ensaio de placa CP\_01Branco

Para o CP\_01Branco tem-se os resultados a seguir:

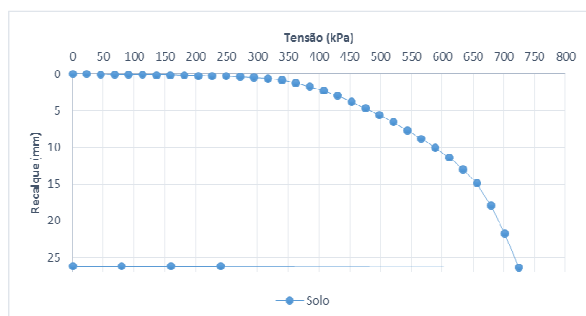


Figura 4. Curva de Tensão vs Recalque para o CP\_01Branco.

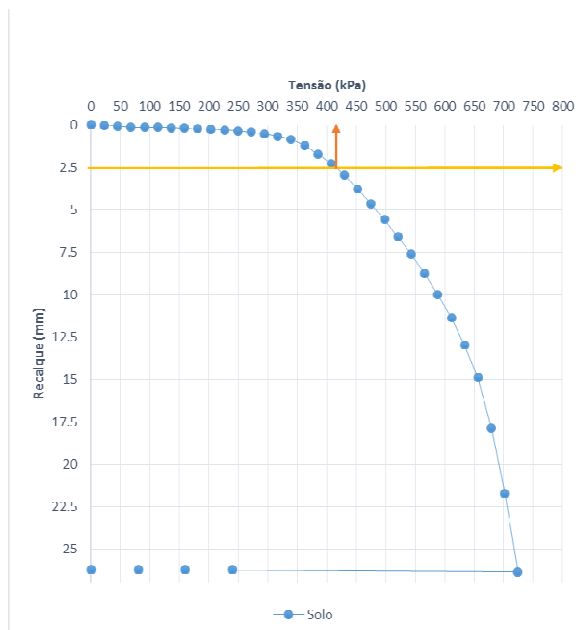


Figura 5. Análise do Critério I de ruptura.

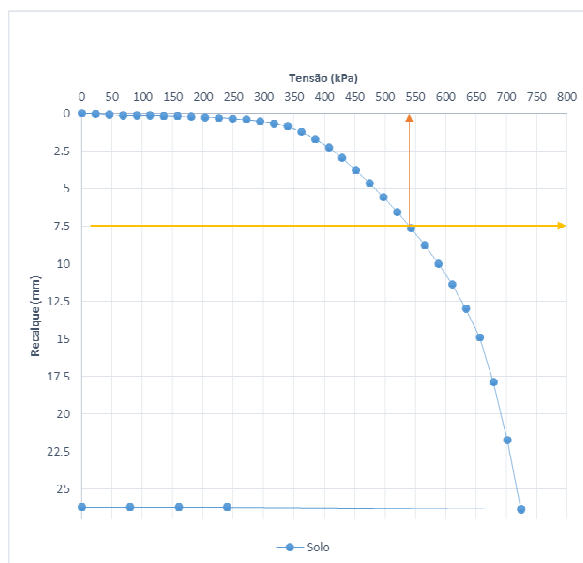


Figura 6. Análise do Critério II de ruptura.

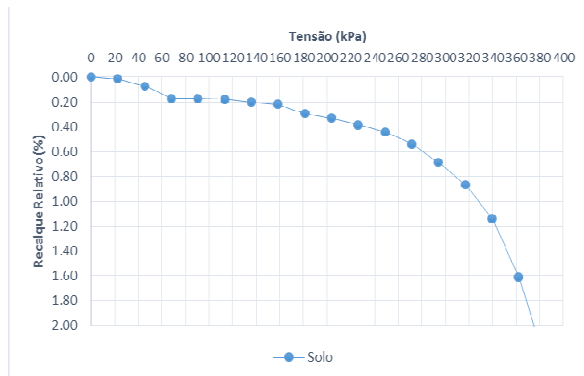


Figura 7. Tensão vs Recalque Relativo CP\_01Branco.

Adota-se então para parâmetros avaliativos a menor  $\sigma_{ruptura}$  encontrada através dos critérios, sendo essa  $\sigma_{ruptura} = 410$  kPa.

Em virtude da metodologia proposta para a determinação da capacidade de carga do presente solo, é possível matematicamente através dos gráficos, a determinação da Tensão Admissível ( $\sigma_{adm}$ ), sendo essa,  $\sigma_{adm} = 375,26$  kPa, equivalente a uma Carga de 165,78 kgf. Por motivos técnicos de segurança recomendados pela ABNT NBR 6122 (2010), adota-se então um coeficiente de segurança igual a 2 para os ensaios de placa, tornado assim a  $\sigma_{adm} = 187,62$  kPa.

### 3.2 Ensaio de placa CP\_02Branco

Para o CP\_02Branco tem-se os resultados a seguir:

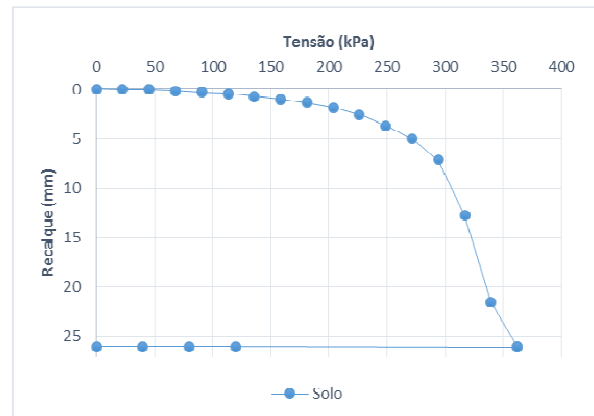


Figura 8. Curva de Tensão vs Recalque para o CP\_02Branco.

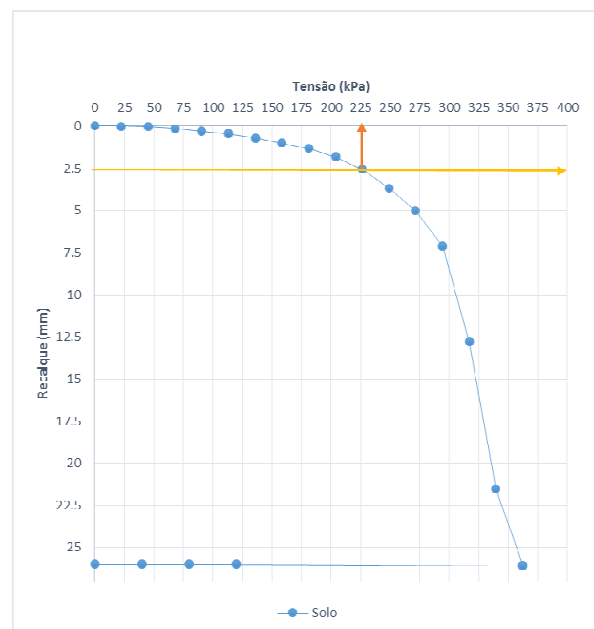


Figura 9. Análise do Critério I de ruptura.

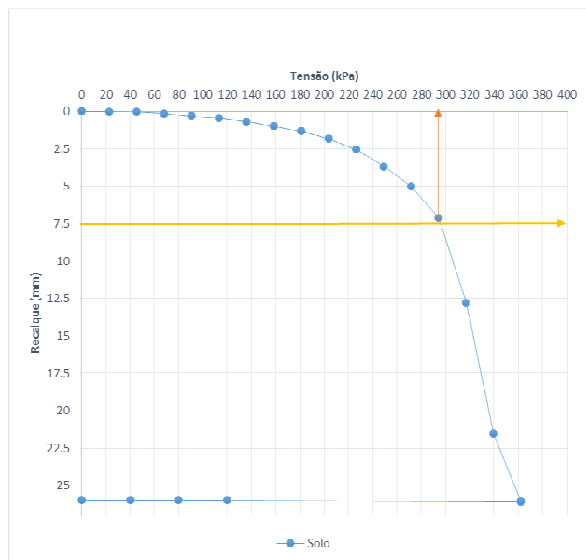


Figura 10. Análise do Critério II de ruptura.

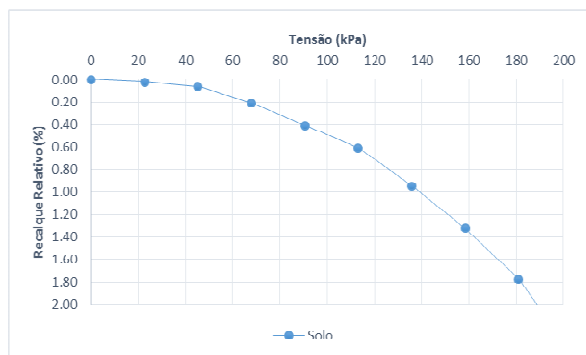


Figura 11. Tensão vs Recalque Relativo CP\_02Branco.

Sendo a  $\sigma_{ruptura} = 225$  kPa, encontrada através dos critérios. Observa-se também que a resistência do corpo de prova em análise diminuiu em relação ao CP01\_Branco.

Em concordância com metodologia proposta para a determinação da capacidade de carga do CP02\_Branco, é possível matematicamente através dos gráficos e equações matemáticas, a determinação da Tensão Admissível ( $\sigma_{adm}$ ), sendo essa,  $\sigma_{adm} = 188,78$  kPa, equivalente a uma Carga de 83,4 kgf. Por motivos técnicos de segurança recomendados pela ABNT NBR 6122 (2010), adota-se então um coeficiente de

segurança igual a 2 para os ensaios de placa, tornado assim a  $\sigma_{adm} = 94,39$  kPa.

### 3.3 Ensaio de placa CP\_03Biocimentado

Para o CP\_02Branco tem-se os resultados a seguir:

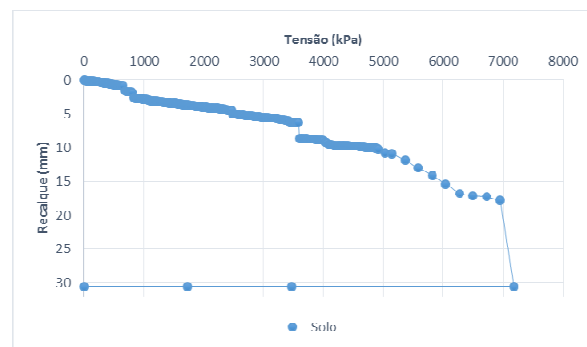


Figura 12. Curva de Tensão vs Recalque para o CP\_02Biocimentado.

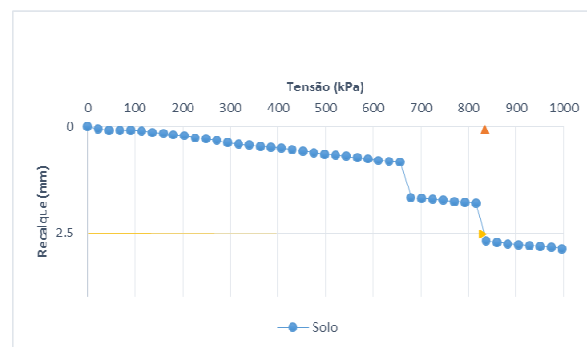


Figura 13. Análise do Critério I de ruptura.

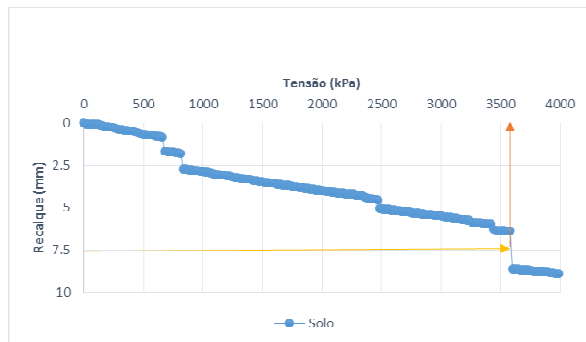


Figura 14. Análise do Critério II de ruptura.

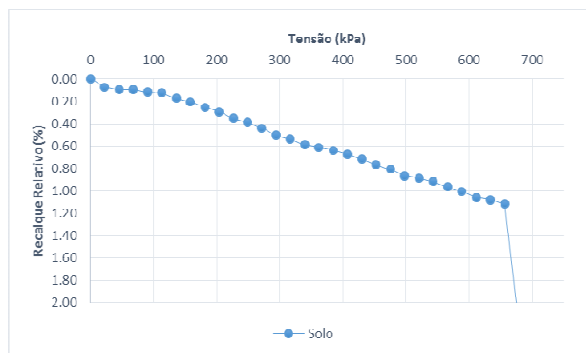


Figura 15. Tensão vs Recalque Relativo CP\_03Biocimentado.

Adota-se então a menor  $\sigma_{ruptura}$  encontrada através dos critérios, sendo essa  $\sigma_{ruptura} = 832,47$  kPa.

A determinação da capacidade de carga do CP03\_Biocimentado segue aos mesmos critérios propostos anteriormente. Sendo possível matematicamente através dos gráficos e equações matemáticas, a determinação da Tensão Admissível ( $\sigma_{adm}$ ), sendo essa,  $\sigma_{adm} = 674,42$  kPa, equivalente a uma Carga de 297,95 kgf. Por motivos técnicos de segurança recomendados pela ABNT NBR 6122 (2010), adota-se então um coeficiente de segurança igual a 2 para os ensaios de placa, tornado assim a  $\sigma_{adm} = 337,21$  kPa.

### 3.4 Comparação dos CPs

Para efeito comparativo, tem-se na Fig. 16 o resultado do ensaio de placa dos 3 corpos de prova.

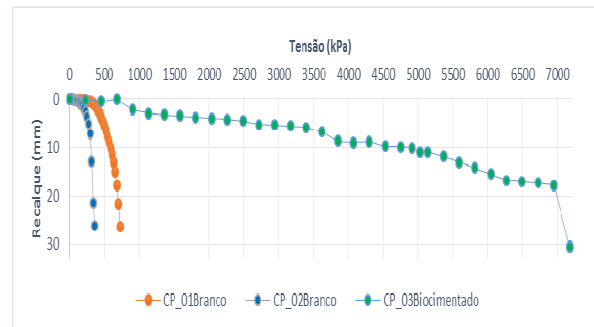


Figura 16. Plotagem dos CPs.

A técnica de biocimentação mostra-se eficiente no quesito de resistência mecânica do solo arenoso, diante aos fatores analisados de Tensão de Ruptura ( $\sigma_{ruptura}$ ) e Tensão Admissível ( $\sigma_{adm}$ ), como demonstrado através do Ensaio de Placa na Fig.16. O presente sistema de melhoramento de solo, proporcionou aumento da capacidade de carga do solo arenoso em estudo, aumento sua  $\sigma_{adm}$  de trabalho em 1,80 vezes considerando o melhor comportamento do solo dentre os CPs. Considerando a  $\sigma_{ruptura}$  dos CPs, obteve-se um aumento da tensão de ruptura no CP03\_Biocimentado em 2,03 vezes considerando o melhor comportamento do solo dentre os CPs.

## 4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A técnica de melhoramento de solo arenoso através da biocimentação foi desenvolvida e apresentada no trabalho com base nos micro-organismos presentes no material natural. Para tal feito, são apresentadas as seguintes considerações:

- O uso dos micro-organismos nativos da areia de Osório mostrou-se aplicável;
- Houve um acréscimo considerável em relação a tensão de ruptura ( $\sigma_{ruptura}$ ) de 2,03 vezes e na tensão admissível ( $\sigma_{adm}$ ) de 1,80 vezes do CP03\_Biocimentado em comparação

com as tensões mais elevadas dos CP01\_Branco e CP02\_Branco;

- O ganho de resistência através da aplicação da técnica MICP em solo arenoso, com micro-organismos nativos do próprio solo, mostra-se aplicável, uma vez buscando o aumento da capacidade de carga do solo.

## 5. REFERÊNCIAS

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Projeto e Execução de Fundações. NBR 6122. Rio de Janeiro, 2010.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Prova de Carga Direta sobre Terreno de Fundação. NBR 6489. Rio de Janeiro, 1984.

AMARAKOON, G. G. N. N.; KAWASAKI, S. Factors Affecting Improvement of Sand Properties Treated with Microbially Induced Calcite Precipitation. **In: Congress GeoChicago: Sustainability, Energy and the Geoenvironment, 2016.** In Press.

CRUZ, R. C. **Influência de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatância de uma areia artificialmente cimentada.** Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 218p. 2008.

GARBIN, R. G. **Avaliação de biocimentação em solo arenoso.** UPF. 2016. Trabalho de conclusão de curso. Faculdade de Engenharia e Arquitetura – Curso de Engenharia Civil, Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo, 2016.

MORTENSEN, B. M. et al. Effects of environmental factors on microbial induced calcium carbonate precipitation. **J Appl Microbiol**, v.111, p.338-349, 2011.

NG, W. S.; LEE, M. N., HUI, S.L. “**An overview of the factors affecting microbial-induced calcite precipitation and its potential application in soil improvement**”. World Academy of Science, Engineering and Technology 62, 2012.

THOMÉ, A.; **Comportamento de Fundações Superficiais Apoiadas em Aterros Estabilizados com Resíduos Industriais.** Tese (Doutorado em Engenharia) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 1999.



## ESTUDO DA APLICABILIDADE DO DYNAMIC CONE PENETROMETER COMO MÉTODO ALTERNATIVO AO CALIFORNIA BEARING RATIO

**Eduardo S. Goulart**

Eng.º Civil  
eduardodegoulart@gmail.com

**Juliana A. Bernardes**

Prof.ª Dr.ª Eng.ª Civil  
juliana.bernardes@metodistasul.edu.br

**Resumo.** *O presente estudo teve como objetivo averiguar a recorrência dos resultados obtidos nas correlações entre os ensaios Dynamic Cone Penetrometer (DCP) e California Bearing Ratio (CBR), para solos do grupo A 7-6 sob as mesmas condições de ensaio, entretanto executados em locais diferentes. Com base em correlações obtidas na cidade Florianópolis – SC (Alves,2002), para o solo classificado com A7-6, sendo o DCP executado “in situ” e o CBR executado em laboratório, foram elaborados os mesmos ensaios sob as mesmas condições na cidade de Porto Alegre – RS, a fim de averiguar a recorrência nos resultados, onde era esperado um comportamento similar entre as duas correlações. Entretanto não houve recorrência dos resultados, embora feitos sob as mesmas condições, sugerindo a inviabilidade de replicação dos modelos de regressão para locais diferentes. Em relação aos resultados obtidos nessa pesquisa, verificou-se um bom ajuste do modelo de regressão na correlação entre o CBR calculado e o determinado em laboratório.*

**Palavras-chave:** DCP, CBR, Correlação.

### 1. INTRODUÇÃO

Muitas pesquisas foram realizadas a fim de compreender melhor o comportamento mecânico dos solos, principalmente a capacidade de suporte (Berti e Paiva, 2006). Assim, como alternativa ao consagrado CBR, surgiu na década de 50 o DCP, apresentando grandes potenciais na relação custo-benefício (Fontes, 2001). Entretanto, como o método de dimensionamento de pavimentos flexíveis, padronizado pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte, é baseado no CBR, há a necessidade de correlacionar os resultados obtidos através do DCP para determinar o valor do CBR equivalente. Atualmente há o modelo de regressão proposto pela *American Society of Testing and Material*, que, no entanto classificou os solos apenas como arenosos e argilosos, sem considerar seus subgrupos. Pesquisas trataram o modelo proposto pela ASTM como genérico, pois apresentava grandes variações de resultado. Desta forma, diversas pesquisas foram realizadas e definiram modelos de regressão para diversos tipos de solos sob diferentes condições de ensaios. O presente trabalho teve como objetivo realizar, na cidade de Porto Alegre, o estudo similar ao apresentado por Alves (2002) na cidade de Florianópolis, para os solos classificados

como A7-6 sob as seguintes condições de ensaio: DCP executado “*in situ*”, teor de umidade “*in natura*”, de acordo com a norma D6954 – 09, e CBR executado em laboratório de acordo a norma DNIT 172/2016 – ME, a fim de verificar se há recorrência dos resultados nas correlações entre os ensaios executados em locais diferentes.

## 2. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo é apresentado o resumo dos dados obtidos através do DCP executado “*in situ*”, do CBR executado em laboratório e a respectiva análise destes dados.

### 2.1 Dados obtidos “*in situ*”

Foram coletadas 18 amostras deformadas através de sondagem a trado e encaminhadas ao laboratório para análise. Adjacente a cada poço de inspeção foram executados os ensaios DCP.

O DCP é um instrumento capaz de medir a resistência à penetração de uma amostra em seu estado natural, de forma simples e rápida, através de uma haste, um cone, um martelo e uma régua (STRIANI, 2008). O ensaio consiste em soltar o martelo sobre a bigorna uma ou mais vezes, dependendo da resistência do solo ou camada do pavimento. Para cada golpe dado pelo martelo a profundidade lida na régua é registrada. Esse processo é repetido até a profundidade desejada ser atingida ou não haver mais penetração (GUDISHALA, 2004).

A Figura 1 demonstra a sequência executiva do ensaio, inicialmente erguendo o martelo até o batente, posteriormente soltando-o sobre a bigorna e efetuando a penetração (SALGADO, 2003).

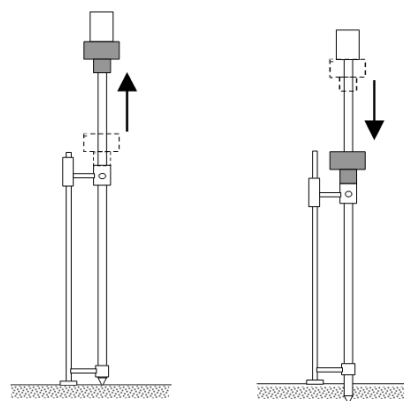


Figura 1 - Execução do DCP

De forma geral, analisando os registros obtidos após a execução do ensaio DCP, foi possível definir a variação no número de golpes acumulados entre 35 e 106, a profundidade mínima penetrada de 772 mm, a profundidade máxima penetrada de 831 mm e a variação do número DPI por leitura entre 1,8 mm/golpe e 58 mm/golpe.

### 2.2 Dados obtidos em laboratório

As amostras coletadas “*in situ*” foram ensaiadas para a determinação da massa específica real dos grãos, granulometria, limites de Atterberg, compactação e CBR.

De forma geral, através da análise dos resultados dos ensaios de laboratório, foi possível definir, a classificação das amostras nos grupos, A-1-B, A-2-6, A-6 e A-7-6, a variação do limite de liquidez entre 26% a 46%, a variação do limite de plasticidade entre 11% e 21%, a variação da densidade máxima entre 1,467 g/cm<sup>3</sup> e 1,892 g/cm<sup>3</sup>, a variação do CBR entre 5% e 15%, a variação da expansividade entre 0,2% e 1,1% , a variação do teor de umidade “*in situ*” entre 15,82%, 16,58% com média de 16,16% e a umidade ótima de compactação variando entre 12,8% e 23,1% com média de 20,65%.

A preparação das amostras à modagem dos corpos de prova, bem como a execução dos ensaios de compactação e CBR, seguiram as recomendações das seguintes normas: NBR

6457 (ABNT, 1986), NBR 7182 (ANBT, 1986) e DNIT-ME 072/16, respectivamente.

As amostras foram compactadas sob o teor de umidade ótimo e sob a energia de compactação normal.

### 2.3 Pré-análise dos dados

Após os ensaios laboratoriais, seguindo a delimitação do presente estudo que indica somente a análise das amostras classificadas como A7-6, todas as amostras diferentes desta classificação foram desconsideradas, inclusive amostras A7-6 situadas em horizontes em profundidades superiores a 850 mm, profundidade limite do ensaio DCP. Foram desconsiderados também, os valores de mm/golpe do ensaio DCP em horizontes com classificação diferente de A7-6. A Tabela 1 apresenta os dados pré-selecionados.

Tabela 1. Dados pré-selecionados

Dados pré selecionados				
Poço de inspeção (n)	Prof. Inicial (mm)	Prof. Final (mm)	Média (mm/golpe)	HRB
14	204	772	22,2	A7-6
18	341	815	25,1	A7-6
19	265	803	21,6	A7-6
22	102	802	25,2	A7-6
50	323	815	24,6	A7-6
53	511	802	24,2	A7-6
54	715	816	31,8	A7-6
57	402	831	30,2	A7-6

### 2.4 Plotagem da curva DCP e definição do DPI

As curvas DCP representam a relação entre a profundidade penetrada e o número de golpes necessário para tal penetração, já o Dynamic Penetrometer Index é a razão entre estas duas grandezas. O modelo estatístico utilizado para a definição dos DPI's foi a regressão linear. Os intervalos utilizados para

tal definição respeitaram as profundidades apresentadas na Tabela 1.

Observou-se uma frequente variação do grau de compactação do solo em torno dos 400 mm de profundidade, situada no mesmo horizonte analisado classificado como A7-6. Esta variação justifica-se, possivelmente, em função dos esforços solicitantes impostos pelo tráfego local, uma vez que a via ensaiada não é pavimentada. Diante desta variação optou-se pela aplicação de duas retas de ajuste distintas, uma para cada grau de compactação. Tal medida ocasionou a obtenção de dois valores de DPI para o mesmo poço de inspeção. Para fins de comparação com o CBR obtido em laboratório, o DPI selecionado foi aquele obtido a partir da reta de ajuste no trecho de maior grau de compactação, ou seja, em média até os 400 mm de profundidade. A escolha do DPI do trecho mais próximo à superfície baseia-se no fato de que, o tráfego de veículos impõe esforços que geram algum grau de compactação no solo, principalmente em uma via não pavimentada. Logo, uma vez que o ensaio CBR é realizado em uma amostra com a máxima compactação obtida no ensaio Proctor, embora as energias de compactação sejam distintas, há uma analogia entre as duas situações. As Figuras de 2 a 9 apresentam as curvas DCP, bem como seus DPI's.

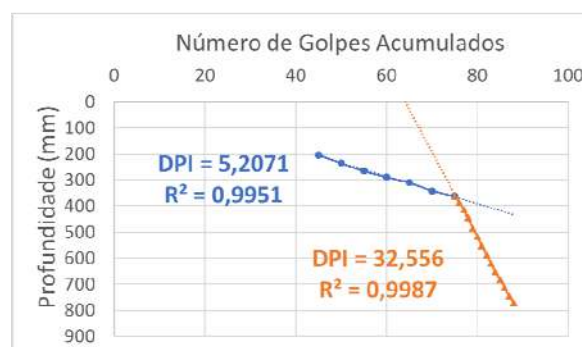


Figura 2. Curva DCP - Poço de inspeção nº 14

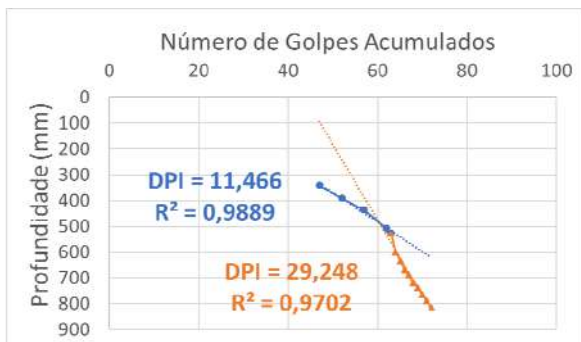


Figura 3. Curva DCP - Poço de inspeção nº 18

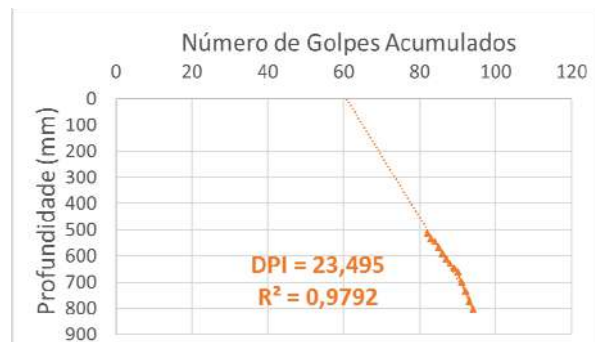


Figura 7. Curva DCP - Poço de inspeção nº 53

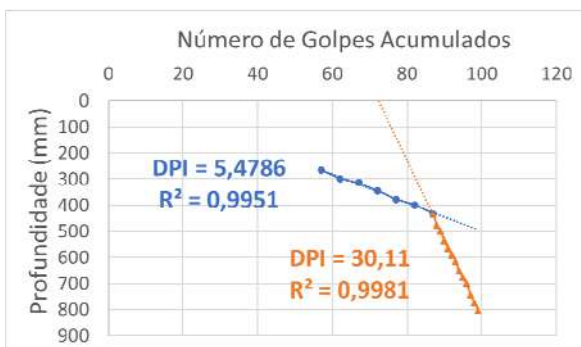


Figura 4. Curva DCP - Poço de inspeção nº 19

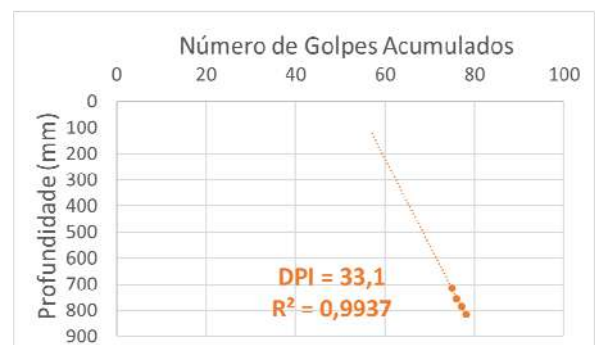


Figura 8. Curva DCP - Poço de inspeção nº 54

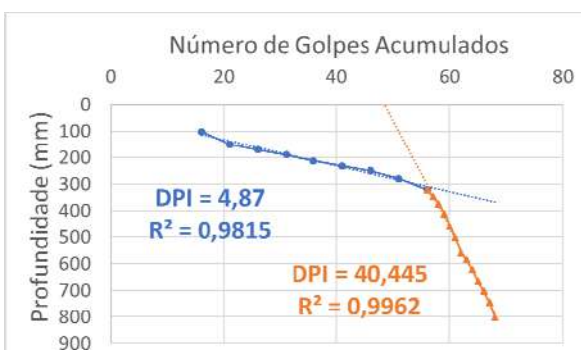


Figura 5. Curva DCP - Poço de inspeção nº 22

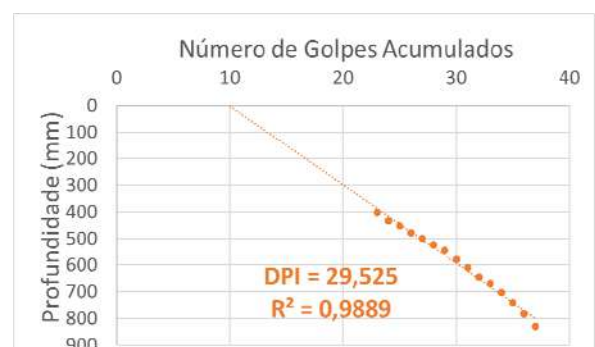


Figura 9. Curva DCP - Poço de inspeção nº 57

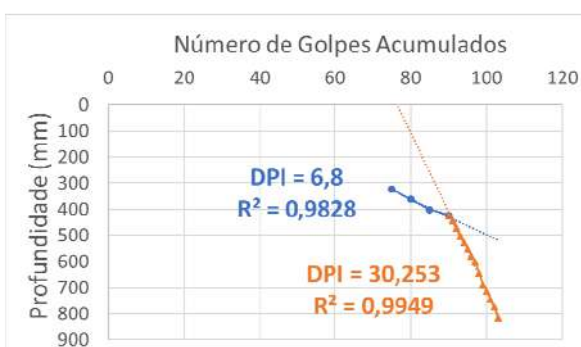


Figura 6. Curva DCP - Poço de inspeção nº 50

## 2.5 Análise dos valores de DPI

Após a definição dos valores de DPI, estes foram submetidos a uma análise estatística para avaliar a medida de dispersão dos valores em relação à sua média. A partir desta análise, a medida de dispersão foi aplicada como método eliminatório para as amostras fora deste intervalo.

A Tabela 2 apresenta um resumo dos valores de DPI encontrados para cada poço de

inspeção pré-selecionado. O desvio padrão para esta população e a média aritmética também são apresentados no Tabela 2.

Tabela 2. Desvio padrão DPI

Poço de Inspeção (n)	DPI (mm/golpe)
n° 14	5,2071
n° 18	11,4660
n° 19	5,4786
n° 22	4,8700
n° 50	6,8000
n° 53	23,4950
n° 54	33,1000
n° 57	29,5250
Desvio padrão	± 8,13
Média aritmética	14,99
Média aritmética + Desvio padrão	23,12

Com a soma do desvio padrão de 8,13 sobre a média aritmética de 14,99, totalizando 23,12, os poços de inspeção de número 53, 54 e 57 foram descartados.

## 2.6 Análise dos valores de CBR

A partir dos ensaios realizados em laboratório, foram definidos os valores de CBR para cada poço de inspeção. Estes foram submetidos a uma análise estatística para avaliar a medida de dispersão dos valores em relação à sua média. A partir desta análise, a medida de dispersão foi aplicada como método eliminatório para as amostras fora deste intervalo.

A Tabela 3 apresenta os valores de CBR encontrados para cada poço de inspeção pré-selecionado, desvio padrão para esta população e a média aritmética.

Tabela 3. Desvio padrão CBR

Poço de Inspeção (n)	CBR (%)
n° 14	6
n° 18	7
n° 19	5

Tabela 3. Desvio padrão CBR (continuação)

n° 22	6
n° 50	5
n° 53	6
n° 54	13
n° 57	6
Desvio padrão	± 2,60
Média aritmética	6,75
Média aritmética + Desvio padrão	9,35

Com a soma do desvio padrão de ± 2,60 sobre a média aritmética de 6,75, totalizando 9,35, o poço de inspeção de número 54 foi descartado.

## 2.7 Análise da correlação entre DCP e CBR

Após a análise estatística dos dados obtidos nos ensaios DCP e CBR, alguns poços foram excluídos pelos critérios justificados, restando para correlação, apenas as amostras de solo dos poços apresentados na Tabela 4.

Tabela 4. Resumo da análise estatística

Poço de Inspeção (n)	DPI (mm/golpe)	CBR (%)
n° 14	5,2071	6
n° 18	11,4660	7
n° 19	5,4786	5
n° 22	4,8700	6
n° 50	6,8000	5

A partir dos valores apresentados na Tabela 4, foi possível determinar a correlação existente entre os resultados. O modelo estatístico utilizado para a correlação foi a regressão exponencial, onde definiu-se não só o coeficiente de determinação ( $R^2$ ), mas também a equação que representa esta correlação. Tais valores são apresentados na Figura 10.

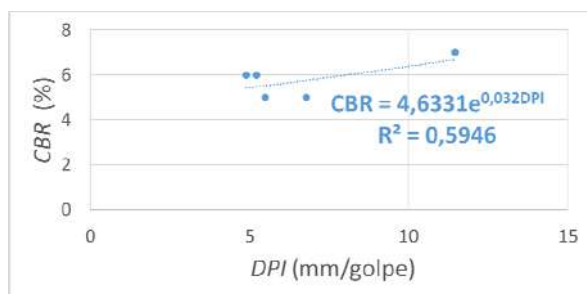


Figura 10. Correlação DCP x CBR

Desta forma, definiu-se um modelo de regressão obtido através do ensaio DCP executado “*in situ*” e do ensaio CBR executado em laboratório para as amostras classificadas como A7-6, através da expressão de regressão exponencial apresentada pela Equação. (1).

$$CBR = 4.6331 x e^{0.032 x DPI} \quad (1)$$

O coeficiente de determinação  $R^2$  definido para a regressão deste estudo foi de 0,5946. Isto significa que 59,46% da variável dependente, o CBR, pode ser explicada pela variável independente, o DPI.

A partir da aplicação da Eq. (1), que representa a correlação entre os resultados dos ensaios DCP de campo e CBR de laboratório, foram calculados os valores de CBR, apresentados na Tabela 5, onde nota-se a aproximação dos resultados encontrados, através do modelo de regressão apresentado por este estudo, em relação aos resultados encontrados nos valores de CBR obtidos em laboratório.

Tabela 5. CBR Lab. x CBR Calculado

Poço de Inspeção	DPI (mm/golpe) "in situ"	CBR (%) Laboratório	CBR (%) Calculado
nº 14	5,2071	6	5,47
nº 18	11,4660	7	6,69
nº 19	5,4786	5	5,52
nº 22	4,8700	6	5,41
nº 50	6,8000	5	5,76

Analisando os valores de CBR, obtidos através do modelo de regressão apresentado por este estudo em relação aos valores de CBR apresentados pelos ensaios de laboratório, observa-se uma variação relativamente baixa, em torno de 8%, conforme mostra a Tabela 6.

Tabela 6. Variação CBR Lab. x CBR Calc.

CBR (%) Laboratório	CBR (%) Calculado	Variação (%)
6	5,47	8,78
7	6,69	4,47
5	5,52	9,44
6	5,41	9,76
5	5,76	13,18
Variação média inicial		9,13
Desvio padrão		3,11
Variação média final		8,11

O presente estudo teve como objetivo analisar a aplicação da Eq. (1), elaborada neste estudo, em relação a equação elaborada por Alves (2002), para o mesmo tipo de solo sob as mesmas condições de ensaio. A equação de Alves (2002) é apresentada na Equação (2).

$$CBR = 107.20 x DPI^{-0.93} \quad (2)$$

O coeficiente de determinação encontrado por Alves (2002), para o mesmo solo sob as mesmas condições de ensaio, foi de 0,760, mostrando considerável variação em relação ao 0,5946 proposto por este estudo.

A partir da aplicação das Eq. (1) e (2) sobre os valores de DPI's encontrados por este estudo, elaborou-se a Tabela 7 a fim de comparar os resultados.



Tabela 7. Comparação dos resultados:  
CBR Calculado. x CBR Alves (2002)

Poço de Inspeção	DPI (mm/golpe) "in situ"	CBR (%) calculado	CBR (%) Alves 2002
nº 14	5,2071	5,47	23,11
nº 18	11,4660	6,69	11,09
nº 19	5,4786	5,52	22,04
nº 22	4,8700	5,41	24,59
nº 50	6,8000	5,76	18,03

Analisando a Tabela 7, percebe-se que os resultados encontrados através do modelo de regressão de Alves (2002), ficam consideravelmente elevados se comparados ao CBR calculado a partir do modelo de regressão proposto por este estudo. Tal variação sugere a inviabilidade de replicação de modelos de regressão obtidos em regiões diferentes, embora se tratando de solos da mesma classificação (grupo A 7-6) e sob as mesmas condições de ensaio. Sendo assim, os resultados sugerem que seja executado um modelo de regressão específico para cada tipo de solo, bem como para cada região analisada, de forma a ajustar a precisão da correlação.

Embora os resultados mostrem a inviabilidade da replicação dos modelos nessa comparação específica, algumas hipóteses podem ser consideradas de forma a justificar tais resultados. Para Kleyn (1982, apud Gudishala, 2004) fatores como a plasticidade, densidade, teor de umidade e graduação possuem forte influência sobre os valores de DCP.

## 2.8 Conclusão

De acordo com a proposta do presente estudo, de avaliar as correlações entre os ensaios DCP e CBR, a partir de amostras coletadas em Porto Alegre e estudo realizado em Florianópolis por Alves (2002), observou-se uma variação significativa dos resultados quando aplicados sobre os DPI's obtidos em Porto Alegre. Embora tenham sido executados

sobre as mesmas condições de ensaio, DCP executado "in situ" e CBR executado em laboratório, ambos para amostras do tipo A7-6, a replicação do modelo apresentado por Alves (2002) sobre os DPI's mostrou-se inviável, considerando a variação dos resultados entre os valores de CBR calculado pelo modelo apresentado por este estudo e os valores de CBR calculados pelo modelo apresentado por Alves (2002). Entretanto, comparando-se os valores de CBR calculados pelo modelo apresentado por este estudo e os valores obtidos em laboratório, a variação dos resultados mostrou-se consideravelmente pequena, em torno de 8%, indicando bom ajuste do modelo de regressão.

Como possível justificativa para a variação dos resultados, pode-se citar fatores como plasticidade, densidade e principalmente o teor de umidade. Diante deste cenário, os resultados sugerem que seja elaborado um modelo de regressão para cada região analisada, mesmo tratando-se de solos do mesmo grupo de classificação e das mesmas condições de ensaio, como forma de apurar o modelo de regressão e obter resultados mais confiáveis.

## Agradecimentos

À minha orientadora Prof.<sup>a</sup> Dr.<sup>a</sup> Juliana Bernardes.

À empresa Encop Engenharia, pelo incentivo e disposição de cooperação à pesquisa, disponibilizando os resultados dos ensaios CBR necessários à sua realização.

À empresa Solos Sondagens, pela execução e disponibilização dos ensaios DCP. Agradecimento especial ao Téc.<sup>o</sup> Marco Aurélio pelo empenho e dedicação.



### 3. REFERÊNCIAS

ALVES, Anelise Beatriz Cardoso. **Avaliação da capacidade de suporte e controle tecnológico de execução da camada final de terraplenagem utilizando o Penetrômetro Dinâmico de Cone.** 2002. 171 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC, Florianópolis, 2002.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D-6951:** Standard Test Method for Use of the *Dynamic Cone Penetrometer* in Shallow Pavement Applications. West Conshohocken: ASTM, 2009.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182:** Solo - Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro: ABNT, 1986.

BERTI, Carolina; PAIVA, Cassio E. L. de. **Correlações entre índices de penetração DCP e CBR disponíveis na literatura.** Jornada Luso-Brasileira de pavimentos: Políticas e Tecnologias, V, Recife, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. **DNIT-ME 072/16:** Solos – Determinação do índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas. Brasília: DNIT, 2016.

FONTES, Liseane Padilha Thives da Luz, **Contribuição à investigação geotécnica de vias urbanas não pavimentadas através do emprego do Penetrômetro Dinâmico de Cone.** 2001. 185 f. Dissertação (Mestrado) –

Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC, Florianópolis, 2001.

GUDISHALA, Raviandra. **Development of resilient modulus prediction models for base and subgrade pavement layers from in situ devices test results.** 2004. 122 f. Dissertação (Mestrado) – Louisiana State University – LSU, Louisiana, 2004.

SALGADO, Rodrigo; SUNGMIN, Yoon. **Dynamic Cone Penetration Test (DCPT) for Subgrade Assessment.** 2003. 90 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Monografia) – Purdue University, West Lafayette, 2003.

STRIANE, Caroline Strutzel. **Controle tecnológico de execução das camadas de corpo de aterro utilizando o penetrômetro dinâmico de cone:** Aplicação na obra rodoviária do trecho El Carmen-Arroyo Concepción, Bolívia. 2008. 136 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Monografia) - Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC, Florianópolis, 2008.

## ESTUDO DO EFEITO DA ADIÇÃO DE RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO EM UM SOLO ARGILOSO PARA PAVIMENTAÇÃO

**Eclesielter Batista Moreira**

Mestrando do Curso de Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná,  
Curitiba, Brasil  
eclesielter\_ebm@hotmail.com

**Jair de Jesús Arrieta Baldovino**

Mestrando do Curso de Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná,  
Curitiba, Brasil  
yaderbal@hotmail.com

**Ronaldo Luis dos Santos Izzo**

Professor do Curso de Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná,  
Curitiba, Brasil  
izzo@utfpr.edu.br

**Resumo.** Os agregados de resíduos reciclados de construção e demolição (RCD) são aqueles provenientes de construções, reformas, reparos e demolições de obras de construção civil e os resultantes da preparação e da escavação de terrenos. A utilização destes RCD na construção constitui um passo significativo, haja vista que se minimiza o uso de recursos não renováveis, bem como possibilita a utilização de resíduos, criando uma nova oportunidade de mercado a ser explorada. Nos últimos anos, vários estudos a respeito da utilização de RCD em aplicações geotécnicas emergiram, tais como materiais de enchimento e em camadas de pavimento. A presente pesquisa objetiva investigar os efeitos do RCD quando é incorporado a um solo argiloso da formação Guabirota (localizada na cidade de Curitiba e regiões circunvizinhas). Esta pesquisa foi composta de ensaios laboratoriais, visando o aproveitamento deste RCD em construção de bases e sub-bases para pavimentos. Os ensaios utilizados na etapa experimental foram os de caracterização, índices físicos, compactação, CBR (na condição imersa). Os resultados

mostram que a adição de RCD ao solo da formação Guabirota melhoram as propriedades mecânicas das misturas propostas na pesquisa e possibilita a utilização do RCD para camadas granulares de pavimento.

**Palavras-chave:** Solo. RCD. CBR.

### 1. INTRODUÇÃO

A utilização de Resíduos de Construção e Demolição RCD pode ser uma alternativa interessante aos materiais convencionalmente utilizados, para promover um aumento na oferta de vias pavimentadas nos grandes centros urbanos ou mesmo nas cidades de médio porte brasileiras, caracterizadas principalmente pelo baixo volume de tráfego. O principal atrativo dos agregados reciclados é o aspecto econômico, pois estes materiais normalmente têm sido vendidos por preços inferiores aos dos granulares tradicionalmente empregados em pavimentação, além de promover a diminuição do impacto ambiental.

Pesquisas sobre reciclagem de RCD são realizadas em outros países há tempos. A necessidade de reconstruir cidades destruídas durante guerras e devido às catástrofes naturais levou ao desenvolvimento de técnicas de reciclagem do RCD e aplicação na produção de artefatos, pavimentação e em serviços de construção nos Estados Unidos, Japão e Europa. No Japão, dois terços do resíduo de concreto demolido já são utilizados para pavimentação de rodovias, e na Europa que é onde mais se usa reciclado em pavimentação, pois há uma compreensão de que se deve reservar os agregados naturais para usos mais nobres, como concreto de alta resistência, concreto protendido, etc. (Lima, 1999; Leite 2001).

O setor público é o grande consumidor de agregados para pavimentação, com um consumo de cerca de 50 milhões de toneladas por ano. Nesse total se incluem os agregados utilizados para infra-estrutura urbana. Esse setor, no entanto, não pode consumir toda a produção potencial de agregados de RCD reciclados, tanto no Brasil quanto na Europa, onde se estima que a pavimentação seja capaz de absorver em torno de 50% da massa total do RCD (John, *et al.*, 2006).

## 2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

### 2.1 Materiais

**Solo.** O solo utilizado para o estudo foi coletado em uma obra próximo à cidade de Curitiba, no município de Fazenda Rio Grande-PR em um local de construção de casas populares com localização geográfica 25°41'03.9"S e 49°18'32.5"W (mostra-se na Figura 1 o local de coleta do solo). Foi escolhido a terceira camada da formação Guabirotuba, o qual é composto por 35,5% de argila (< 0,002 mm), 39,5% de silte (0,002 a 0,075 mm) e 25% de areia fina (0,074 a 0,42 mm). A Figura 2 mostra a curva granulométrica

do solo. A umidade higroscópica encontrada do solo *in situ* é próxima a 40%.



Figura 1. Localização do local da coleta do solo. Fonte: Google Earth, 2014.

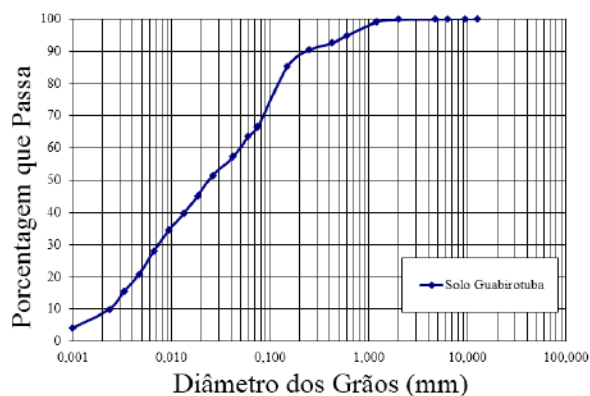


Figura 2. Curva Granulométrica do Solo

Mostra-se na Tabela 1 as propriedades físicas do solo. Foram realizados ensaios para determinar os limites de liquidez e plasticidade, o solo apresenta um limite de liquidez alto (53,1%), tanto o índice de plasticidade indica que a argila é altamente plástica com 21,3% (IP>15) como mostrado na Tabela 1. A partir da granulometria e do resultado dos índices físicos, foi realizado a classificação do solo, segundo o Sistema Unificado de Classificação de Solos -SUCS- o solo é classificado como uma argila grossa arenosa, e segundo o Sistema de Classificação HRB o solo é A-7-6 um solo argiloso.

Tabela 1. Propriedades físicas do solo.

Propriedades Físicas	Valores Médios
Peso específico real dos grãos, $G_s$	2,71
Areia fina	25%
Silte	39,5%
Argila	35,5%
Limite de liquidez, $LL$	53,1%
Limite de plasticidade, $LP$	31,8%
Índice de plasticidade, $IP$	21,3%

**RCD.** O resíduo de construção e demolição utilizado foi coletado na usina de reciclagem da cidade de Almirante Tamandaré, Região metropolitana de Curitiba, conforme é mostrado na Figura 3. O tipo de resíduo escolhido é misto, ou seja, composto por resíduos cinzas (concreto, argamassas, etc.), vermelhos (cerâmicos) e brancos (cal, gesso, etc.).



Figura 3. Localização do local da coleta do RCD. Fonte: Google Earth, 2014.

Foram escolhidas duas granulometrias de RCD, areia (material  $\leq 4,8\text{mm}$ ) e pedrisco (material  $\leq 19,1\text{mm}$ ), foi realizado a granulometria do RCD (Figura 4).

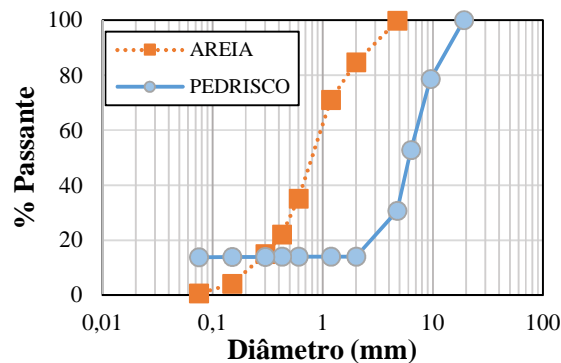


Figura 4. Curva Granulométrica do RCD. A Tabela 2, mostra algumas propriedades do RCD coletado.

Tabela 2. Propriedade do RCD.

Fonte: USIPAR, 2003.

Pedrisco		Areia	
Propriedade	Valores	Propriedade	Valores
Sulfatos	< 1%	Sulfatos	< 1%
Teor de fragmentos à base de cimento e rocha	> 90%	Teor de combinantes	> 3%
Cloretos	< 1%	Cloretos	< 1%
Materiais não minerais	< 2%	Materiais não minerais	< 2%
Absorção de água	< 8%	Absorção de água	< 13 %
Torrões de argila	< 2%	Torrões de argila	< 2%
Teor máximo de material passante na malha 75 $\mu\text{m}$	< 10%	Teor máximo de material passante na malha 75 $\mu\text{m}$	< 13%
Densidade natural $\text{Kg/m}^3$	1.384	Densidade natural $\text{Kg/m}^3$	1.323

**Água.** A água empregada tanto para os ensaios de caracterização do solo, quanto de Proctor normal, quanto de índice de suporte Califórnia - ISC foi destilada conforme as especificações das normas, enquanto está livre de impurezas e evita as reações não desejadas.

## 2.2 Métodos

**Ensaio de pH.** Para a das misturas de solo com o RCD se teve que definir qual é a influência da RCD no solo, e observar se o mesmo reagiria, conforme a Figura 5.

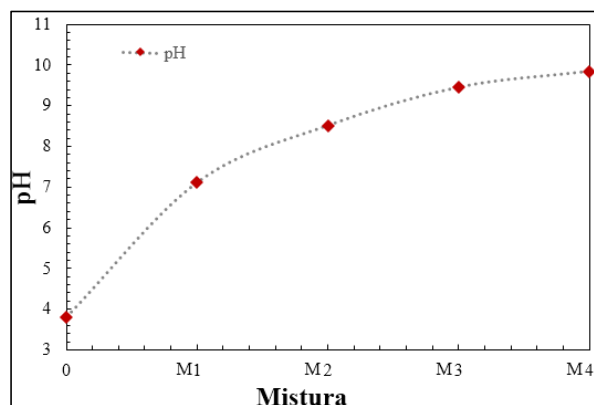


Figura 5. Variação do pH com as diferentes misturas de RCD.

Observa-se que, com o aumento do teor de RCD, o pH do solo aumenta se tornando neutro com M1 e básico a partir de M2.

**Dosagem das misturas.** Foi realizado uma estabilização granulométrica para determinar o teor ótimo da mistura do solo com RCD e tendo em consideração diferentes pesquisas sobre reforço de solos com RCD, definiu-se para o presente estudo 4 teores de RCD. Para facilitar o estudo adotou-se as nomenclaturas solo, M1, M2, M3 e M4 de acordo com a Tabela 3.

Tabela 3. Dosagem dos Insumos.

Mistura	Porcentagem de cada Insumo		
	Solo	Areia	Pedrisco
Solo	100%	0%	0%
M1	60%	30%	10%
M2	60%	20%	20%
M3	50%	30%	20%
M4	40%	30%	30%

**Ensaio de Compactação.** Foram feitos ensaios de compactação do solo nas três energias (normal, intermediária e modificada), conforme a norma DNIT – 164/2012 - ME. A Figura 6 mostra as curvas de compactação da argila estudada. A partir de esses dados e tendo em consideração a natureza de que o presente trabalho e só uma fração de uma pesquisa complexa, a argila vai ser estudada e

apresentada com as propriedades na compactação normal.

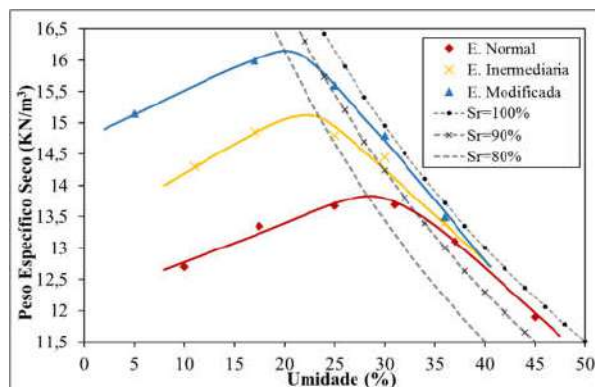


Figura 6. Curvas de compactação da argila

Assim, também foram realizados ensaios de compactação com cada mistura usado na energia normal. A Tabela 4 apresenta a variação do peso específico seco máximo e a umidade ótima para diferentes misturas de RCD.

Tabela 4. Propriedades de compactação da argila com diferentes misturas.

Mistura	Peso específico seco máximo, $\gamma_{d_{max}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Umidade ótima, Wot (%)
0	1,358	32,5
M1	1,521	25,2
M2	1,512	24,0
M3	1,581	21,3
M4	1,613	20,2

**Ensaio de Índice de Suporte Califórnia - ISC.** Para os ensaios de ISC foram moldados corpos de prova conforme a norma DNIT – 172/2016 - ME.

Foram moldados três corpos de prova por ISC a fim de ter um resultado estatístico. O ensaio foi realizado com a moldagem do corpo de prova na umidade ótima encontrada no ensaio de compactação (Proctor Normal), apenas com a energia de compactação normal, usando 12 golpes do soquete padrão para o solo

e para as quatro misturas. Na Tabela 5, é apresentado a média dos três corpos de prova por mistura.

Tabela 5. Resultados do ISC

Mistura	ISC 0,1'	ISC 0,2'
Solo	2,06	2,90
M1	1,89	2,80
M2	3,86	4,89
M3	5,16	7,23
M4	8,40	11,57

**Ensaio de Expansão.** O ensaio de expansão obedeceu a norma DNIT – 172/2016 – ME e DNIT – 160/2012 – ME. Este ensaio foi realizado enquanto os corpos de prova do ISC estavam submersos, durante 4 dias, nos quais foram realizadas leituras para ver a expansão diária. Na Tabela 6, são mostrados os resultados da expansão.

Tabela 6. Resultados da Expansão

Mistura	Expansão
Solo	5,61
M1	3,27
M2	2,60
M3	1,18
M4	1,00

### 3. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

#### 3.1 Ensaio de Compactação e ISC.

**Influência do RCD.** Foi observado que à medida que se aumenta o teor de RCD, tanto a massa específica seca, quanto o ISC aumentam da mistura aumentam, com exceção de um ponto, como mostra a Figura 7. Entre a mistura M1 e M2, observa-se um patamar, demonstrando que não houve mudanças, no entanto, nos valores de ISC houve um acréscimo de 168,62%.

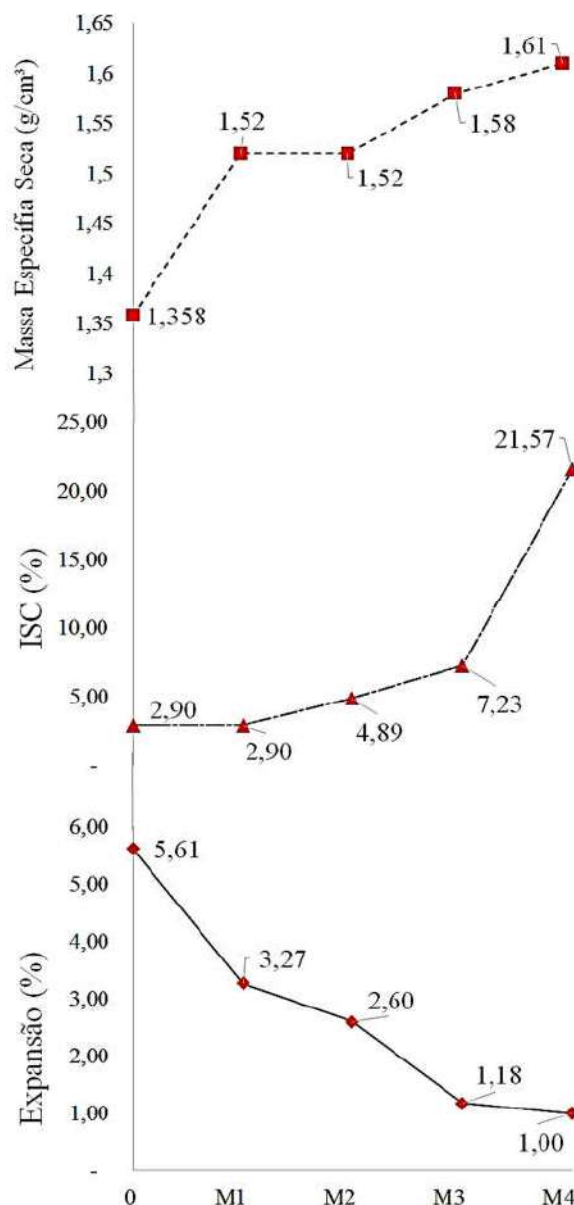


Figura 7. Valores de Massa Específica Seca, ISC e Expansão em função das Misturas

No ensaio de ISC não houve mudanças significativas entre o solo (0) e a mistura M1, havendo acréscimo de valor na massa específica seca. Observa-se um acréscimo de ISC conforme se aumenta a granulometria do RCD na mistura. Entre M3 e M1, houve um acréscimo de 147,85%, e de 298,34% entre M4 e M3. O aumento de M4 em relação ao solo sem mistura foi de 743,79%.



SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTECNIA DO RIO GRANDE DO SUL  
GEORS 2017

Observa-se também um decréscimo na expansão, tornando a mistura mais estável na presença de água, obtendo decréscimo de até 82,17% da expansão inicial do solo. Tendo como base as normas brasileiras para camadas de pavimentos, observa-se que a partir da 1ª mistura, torna-se viável a utilização da mistura para pavimentos, pois com a diminuição da expansão para 3,27%, e o ISC maior que 2% a mistura M1 pode ser utilizada como subleito. A mistura M2 e M3, com expansões abaixo de 4%, e ISC acima de 4%, podem ser usadas para reforço de subleito, e a mistura M4, com ISC maior que 20% e expansão de 1% para sub-base.

#### *Agradecimentos*

Os autores demonstram seu agradecimento à Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR) e ao apoio da CAPES.

#### 4. REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 15116: Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil – Utilização em pavimentação e preparo de concreto sem função estrutural – Requisitos.** Rio de Janeiro, 2004.

CARDOSO, R.; SILVA, R. V.; DE BRITO, J.; DHIR, R. **Use of recycled aggregates from construction and demolition waste in geotechnical applications: A literature review.** *Waste Management*. vol. 49, p. 131 – 145, 2016.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. **DNIT 172/2016 – ME - Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas.** 2016.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. **DNIT 164/2013 – ME - Compactação utilizando amostras não trabalhadas.** 2013.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. **DNIT 160/2012 – ME - Determinação da expansibilidade.** 2012.

ROGERS, C. D. F.; GLENDINNING, S.; ROFF, T. E. J. Lime modification of clay soils for construction expediency. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering**, v. 125, n. 4, p. 242-249, 1997.

SECRETARIA DE INFRA-ESTRUTURA URBANA DE SÃO PAULO. **PMSP/SP ETS – 001/2003 – Camadas de reforço de subleito, sub-base e base mista de pavimento com agregado reciclado de resíduos sólidos da construção civil.** 2003

#### CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir dos resultados e dados apresentados neste trabalho é possível fazer algumas considerações:

- O uso de RCD em solos finos melhoram a capacidade de suporte, haja vista que a granulometria do material muda, e por conseguinte a porcentagem de finos diminui;
- A utilização de RCD diminui a expansão do solo, em função da diminuição de finos e da reação entre os resíduos e o solo, aumentando o pH, e deixando a mistura básica;
- Quanto maior a incorporação de RCD ao solo, maior será a massa específica, maior será o ISC e menor será a expansão.



## USO DE SIG NO PLANEJAMENTO DE JAZIDAS DE AGREGADOS PARA MANUTENÇÃO DE ESTRADAS VICINAIS NO MUNICÍPIO DE VENÂNCIO AIRES/RS

**Fernando Alves Cantini Cardozo**

Engenheiro de Minas, Me. Doutorando Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
fernando.cardozo@gmail.com

**Diogo Peixoto Cordova**

Engenheiro de Minas, Me. Doutorando Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
diogo.cordova@ufrgs.br

**Matheus Montes Pimenta**

Engenheiro de Minas, Mestrando Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
pimenta@ufrgs.br

**Resumo.** *Este trabalho tem como objetivo apresentar o planejamento estratégico utilizado por órgãos públicos, na otimização da extração de agregados para uso em manutenção de vias vicinais. Neste trabalho é apresentado o caso do município de Venâncio Aires/RS onde, por meio de ferramentas SIG (Sistema de Informações Geográficas), foi realizado o planejamento e zoneamento de áreas potenciais para extração de agregados, otimizando a execução dos serviços de manutenção de estradas. Como metodologia também foram utilizados mapas geológicos, geomorfológicos, pedológicos e de vegetação. Os resultados obtidos possibilitaram validar as vistorias de campo, aumentar a celeridade dos estudos de licenciamento ambiental, planejamento de lavra e caracterização da qualidade do agregado a ser extraído.*

**Palavras-chave:** SIG. Extração de agregados. Manutenção de Estradas.

### 1. INTRODUÇÃO

A manutenção de estradas vicinais não pavimentadas é uma das responsabilidades dos municípios onde estas estão inseridas. Atualmente no Rio Grande do Sul 92,5% das

vias são não pavimentadas, sendo 97,7% de responsabilidade do município (DNIT, 2015).

Considerando o supra disposto é razoável supor que diversos municípios atuam na extração de material e seu respectivo uso em estradas vicinais. Neste contexto o município de Venâncio Aires (Figura 1), se destaca por sua complexidade logística em locação de jazidas, considerando sua grande malha de vias vicinais, sua limitação de jazidas disponíveis e a variabilidade geológica em seu território, sendo ocorrente diferentes formações geológicas.

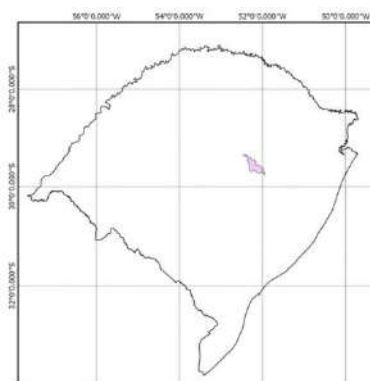


Figura 1 - Localização do município de Venâncio Aires

Ainda, considerando a limitação de recursos a serem empregados por parte do município e as especificações geotécnicas dos materiais para uso direto em estradas vicinais, o uso de SIG (Sistema de Informações Geográficas) se apresenta como uma ferramenta passível de uso no planejamento por parte de municípios. Nervis (2010) já destacava a necessidade de estudo prévio de dados preexistentes para o planejamento de exploração de jazidas com fim de manutenção e construção de estradas vicinais.

No caso de Venâncio Aires foi estruturado SIG, com a localização das jazidas já exploradas, novas jazidas por explorar (Figura 2) e capatazias distritais. Foram utilizadas cartas do exército, mapas temáticos de geomorfologia, vegetação e geológico (fornecidos pelo IBGE). Deste modo, foi possível otimizar a locação de jazidas, otimizar o processo de licenciamento ambiental e estimar as características geotécnicas dos materiais extraídos, em base a formação geológica relacionada.



Figura 2 - Possível área de extração (localidade Linha São João)

## 2. METODOLOGIA

A metodologia deste trabalho consistiu primariamente na construção de base cartográfica digital (Figura 3), para isto foram

georreferenciados diversas feições cartográficas disponibilizadas referentes a região. Deste modo objetivou-se o uso interativo de tais recursos cartográficos. Como ferramenta foi utilizado o *software* livre de SIG QGIS, para confecção de mapas, georreferenciamento e estruturação de banco de dados.

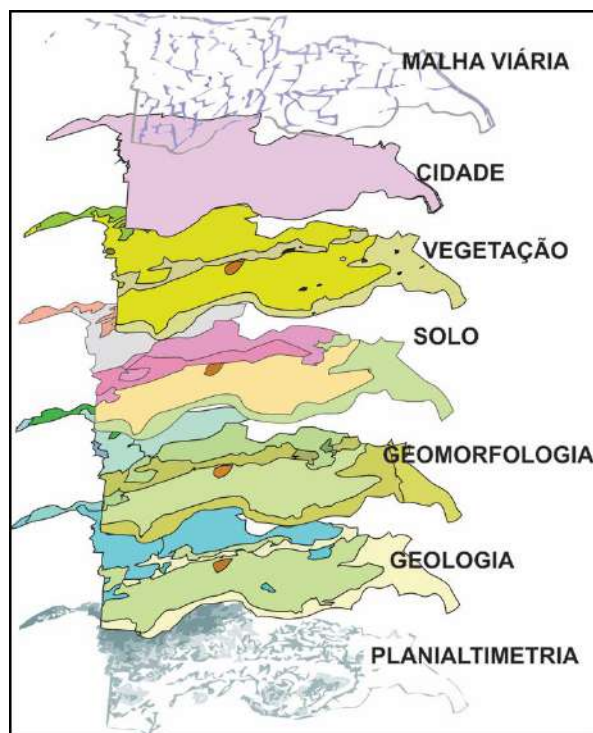


Figura 3 - Estrutura de SIG

### 2.1 Mapas temáticos

Foram utilizados mapas temáticos disponibilizados pelo IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística) da carta de Caxias do Sul (IBGE, 2017), de geologia, geomorfologia, pedologia e vegetação.

Sendo estes em escala original de 1:250.000 e Datum horizontal SAD69. Os mapas temáticos foram georreferenciados e editados, para facilitar sua utilização.

### 2.2 Cartas do exército

Foram utilizadas cartas topográficas elaboradas pela Divisão de Levantamento do Exército Brasileiro, com levantamento planialtimétrico em escala 1:50.000. Para cobrir o município foram utilizados as cartas Venâncio Aires, Santa Cruz, Taquari, Estrela, Marques de Souza e Sério. Estas foram georreferenciadas e editadas conforme os limites municipais para melhor utilização dentro do SIG.

### 2.3 Demais dados

Foram utilizados também arquivos do tipo vetor, contendo os limites municipais, malha viária (IBGE, 2017) e curvas de nível extraídas a partir de arquivo *raster* proveniente dos dados da missão SRTM 2000, com resolução de pixel de 30 metros.

Já para se verificar a situação da área considerada, foi necessária análise da disponibilidade de autorização de pesquisa e concessão de lavra junto ao DNPM, dados estes disponibilizados pelo ambiente SIGMINE (DNPM, 2017)

## 3. PRODUTOS

### 3.1 Localização das jazidas

A partir de visitas *in loco*, foram georreferenciadas as jazidas já exploradas pelo município e as possíveis áreas de extração. Estas possíveis áreas de extração foram primeiramente elencadas com base em ofertas de municípios sendo então vistoriadas localmente para georreferenciamento e análise de viabilidade técnica e ambiental. Sendo então validadas as constatações com base na cartografia. Na Figura 4, pode se verificar a localização das jazidas municipais.

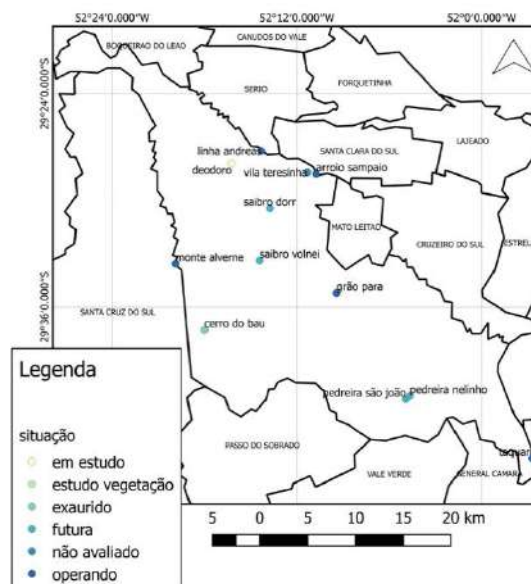


Figura 4 - Localização e situação das jazidas municipais

Foram gerados mapas temáticos de vegetação (Figura 5), geologia (Figura 6), geomorfologia (Figura 7) e pedológico (Figura 8), sendo estes os principais produtos obtidos.



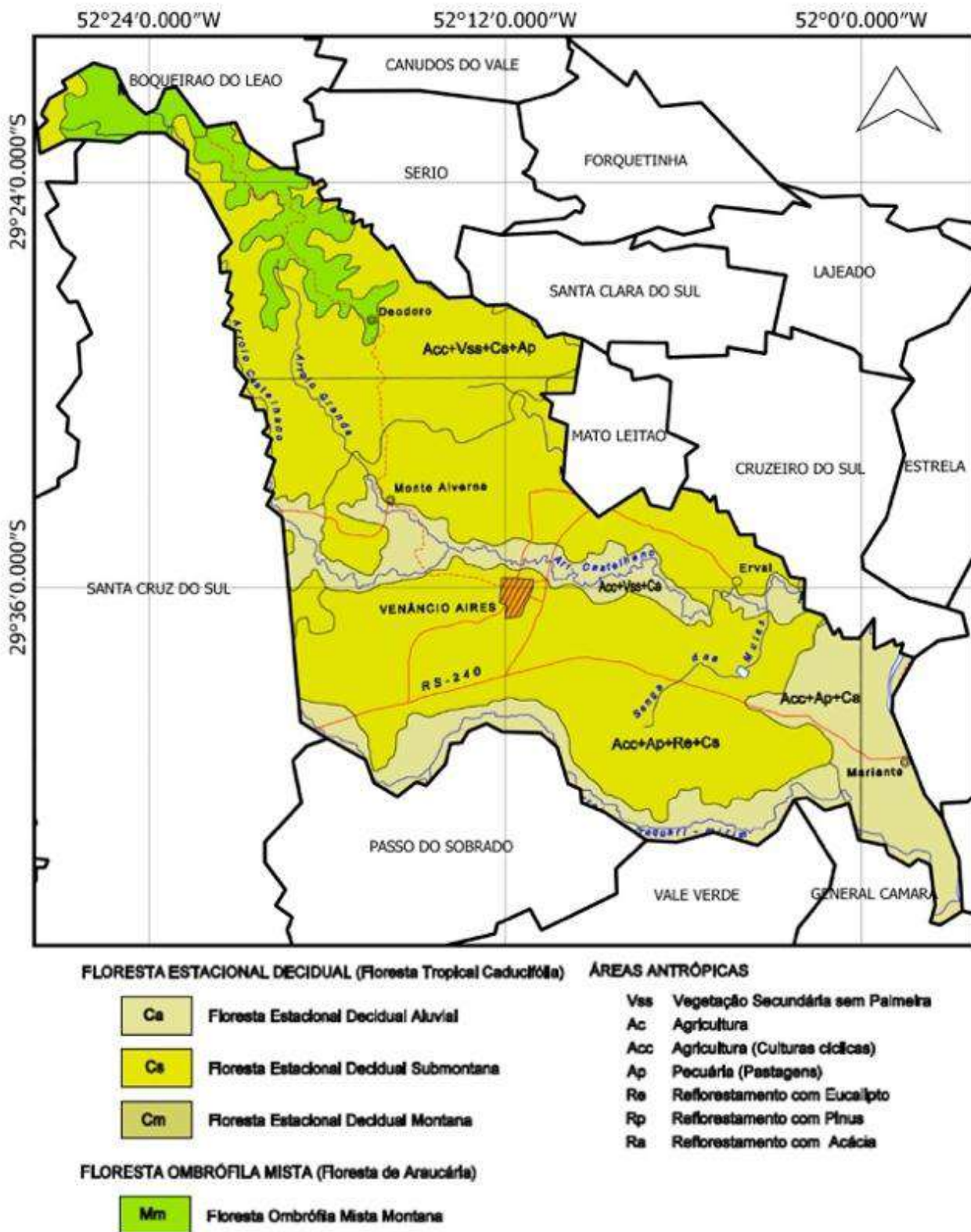


Figura 5 - Mapa de vegetação de Venâncio Aires

SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTECNIA DO RIO GRANDE DO SUL  
GEORS 2017

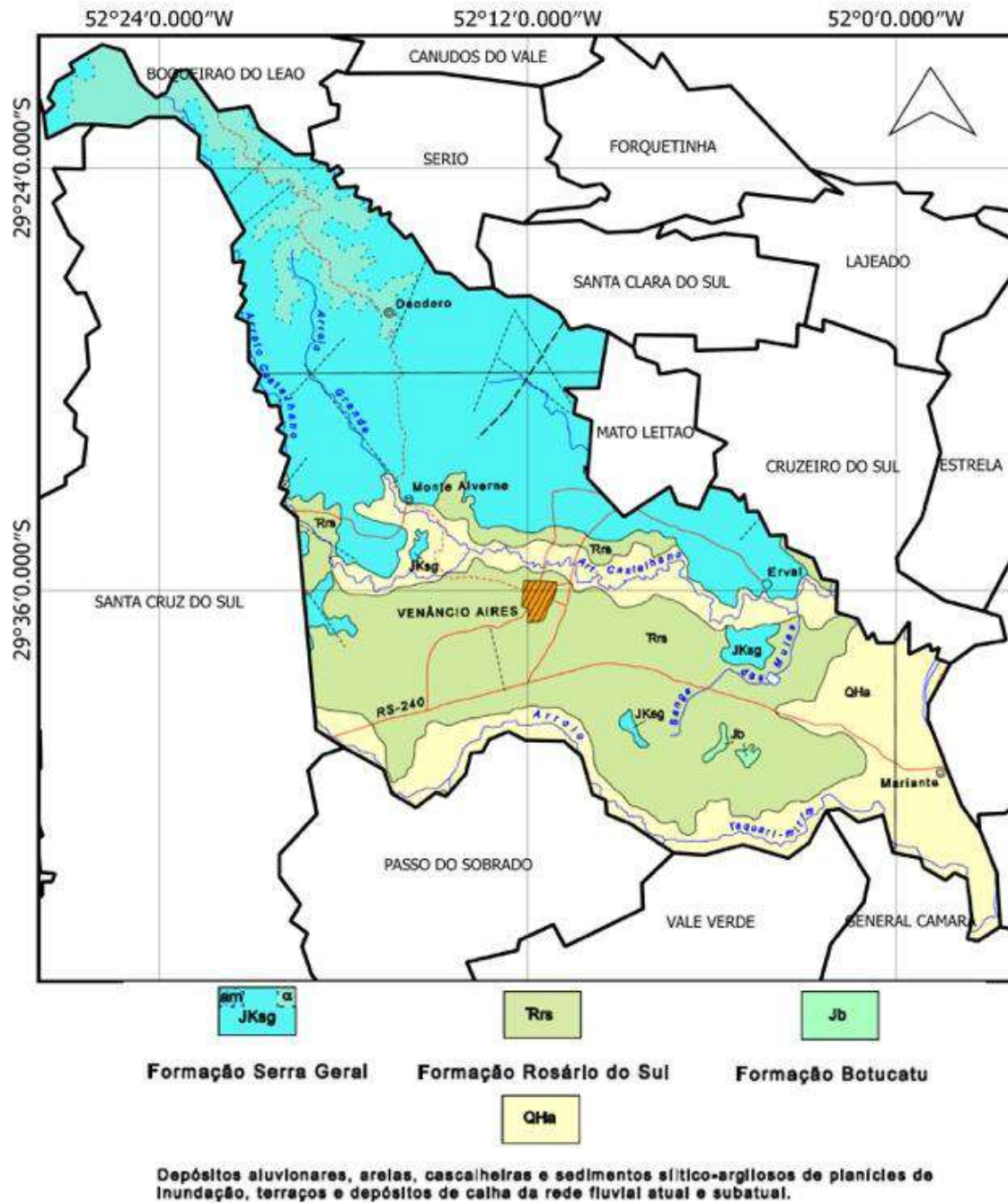
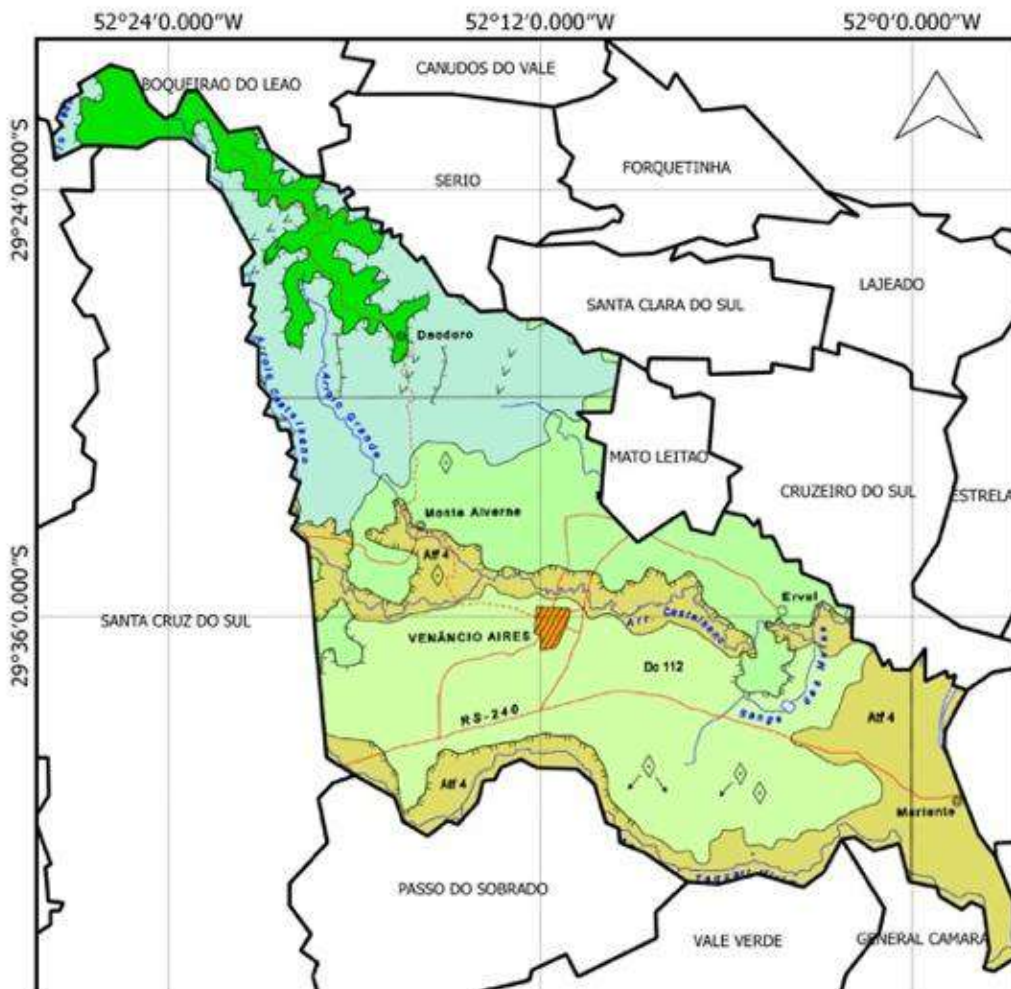


Figura 6 - Mapa geológico de Venâncio Aires

SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTECNIA DO RIO GRANDE DO SUL  
GEORS 2017



DOMÍNIOS MORFOESTRUTURAIS	REGIÕES GEOMORFOLÓGICAS	UNIDADES GEOMORFOLÓGICAS
I - DEPÓSITOS SEDIMENTARES	PLANÍCIE COSTEIRA INTERNA	Planície Lagunar
	PLANÍCIE CONTINENTAL	Planície Alúvio-Cônvulsa
II - BACIAS E COBERTURAS SEDIMENTARES	PLANALTO DAS ARAUCÁRIAS	Planalto dos Campos Gerais
	DEPRESSÃO CENTRAL GAÚCHA	Serra Geral
		Patamares da Serra Geral
III - EMBASAMENTOS EM ESTILOS COMPLEXOS	PLANALTO SUL - RIO GRANDENSE	Depressão Rio Jacuí
		Planalto Rebaixado Marginal

**SÍMBOLOS**


Cemento em Rampa de Colúvio e Pedregal

Figura 7 - Mapa Geomorfológico de Venâncio Aires



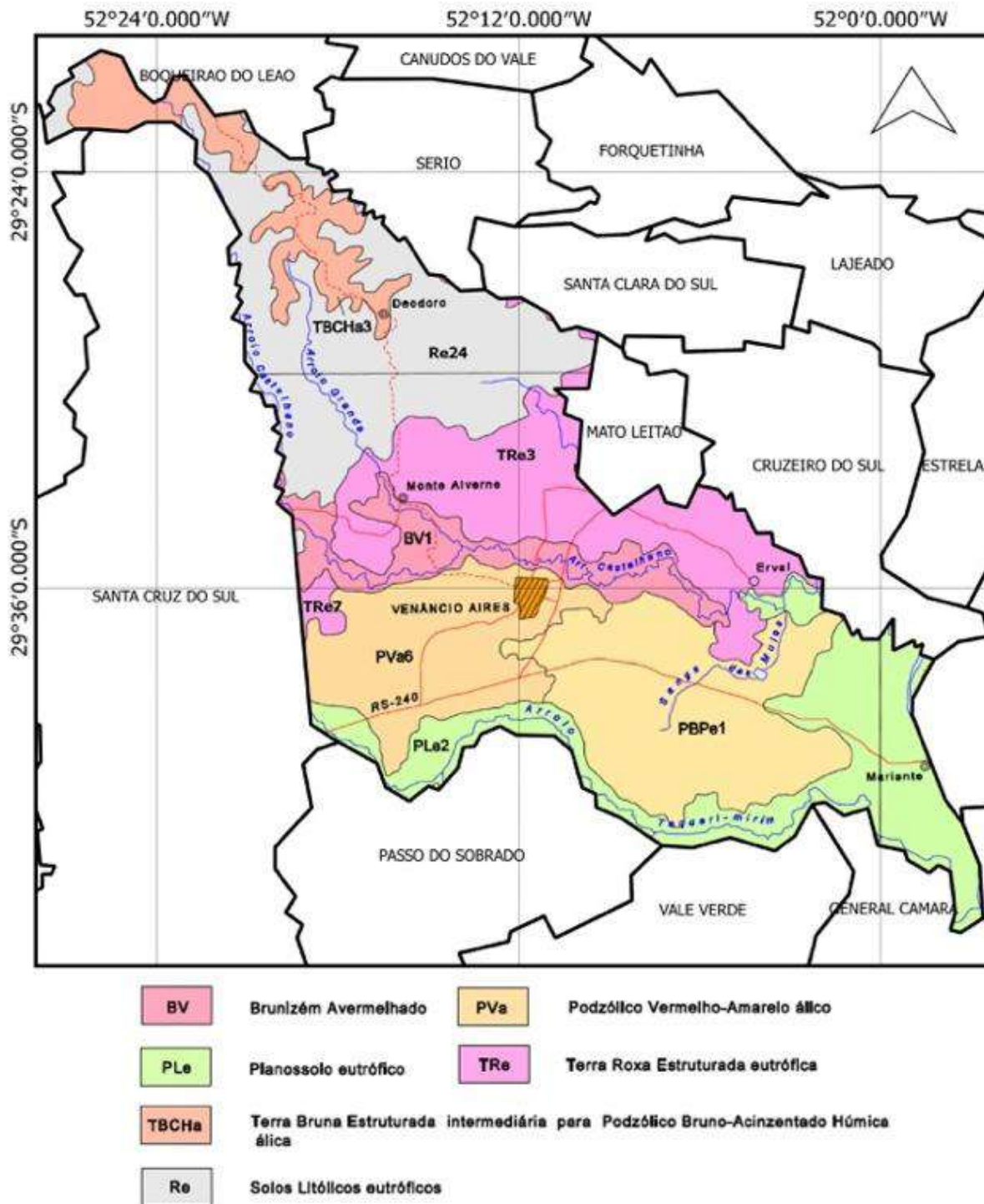


Figura 8 - Mapa pedológico de Venâncio Aires

#### 4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Em um primeiro momento a estruturação de um SIG permitiu identificar o posicionamento das áreas de extração do município frente sua distribuição espacial e proximidade dos distritos municipais e suas capatazias. Com base nesta primeira análise foi possível verificar a necessidade de se descentralizar áreas de extração, assim diminuindo as distâncias médias de transporte.

Analisando-se o posicionamento das jazidas já existentes e das futuras verificou-se uma má distribuição das áreas em operação, o que parcialmente deverá ser resolvido com o licenciamento de futuras áreas (Figura 9).

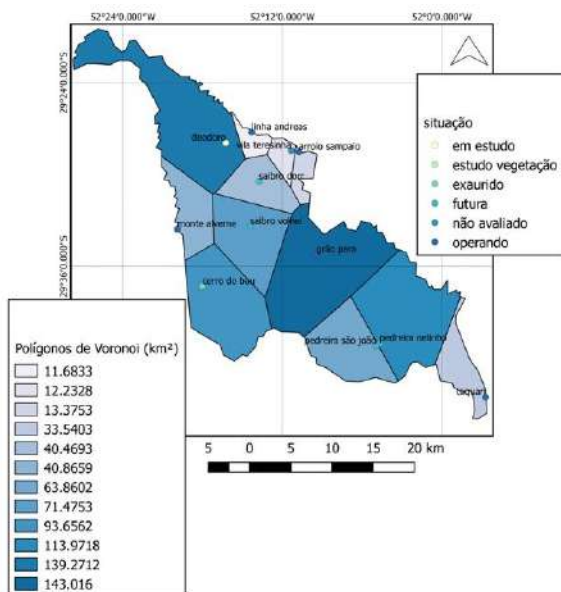


Figura 9 - Áreas de influência (Polígonos de Voronoi) das jazidas de Venâncio Aires

Em um segundo momento o SIG permitiu a validação de verificações de campo quanto a geologia dos locais de extração, tanto os já existentes quanto os novos. Deste modo, sem dispor de maiores estudos de prospecção, com base nos mapas geológicos e pedológicos, foi possível inferir categórica e quantitativamente o subsolo.

Analisando-se a sobreposição dos mapas temáticos de geologia, vemos que na porção norte do município encontra-se a Formação Serra Geral, caracterizada por derrames basálticos, dessa forma a região apresenta maior propensão em apresentar rochas adequadas para utilização como agregado, tanto em seus horizontes superficiais (rocha alterada/saibro), quanto em profundidade (rocha sem alteração). Neste último caso necessitariam de desmonte com explosivos e cominuição. Já na porção sul, com base nos mapas, é possível destacar a ocorrência de elementos isolados das formações Serra Geral e Botucatu. Tais conclusões já serão de grande valia para o planejamento estratégico do município.

#### 5. TRABALHOS FUTUROS

Considerando a demanda constante de manutenção das vias vicinais, é coerente considerar também a necessidade contínua de extração e locação de novas jazidas. Dessa forma, o banco de dados estruturado deverá ser constantemente alimentado e revisitado.

Outros mapeamentos também podem ser acrescidos, como por exemplo levantamentos geofísicos, de maneira a melhorar os resultados obtidos. Além do supra disposto, refinamentos nos mapeamentos do IBGE poderiam ser executados pelo próprio corpo técnico da municipalidade, de modo a melhor adequá-los ao uso local.

#### Agradecimentos

Os autores agradecem ao Município de Venâncio Aires, representado pelo prefeito municipal Giovane Wickert e ao secretário de Meio Ambiente, Eng. Clovis Schwertner, pela autorização de divulgação do trabalho realizado.

## 6. REFERÊNCIAS

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - IBGE. **Banco de Dados.** Disponível em: <<http://www.ibge.gov.br/>>. Acesso em 5 jan. 2017.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **Banco de Dados** Disponível em : <<http://www.dnit.gov.br/sistema-nacional-de-viacao/pnv-e-sny>> Acessado em 5 de jan. de 2017

DEPARTAMENTO NACIONAL DE PRODUÇÃO MINERAL - DNPM. **Banco de Dados - SIGMINE.** Disponível em: <<http://sigmine.dnpm.gov.br/webmap/>>. Acesso em 5 jan. 2017.

NERVIS, L. O. **Estudo de revestimento primário para utilização em estradas vicinais da região de Santana do Livramento-RS.** Dissertação (Mestrado em Geotecnia – Departamento de Engenharia Civil): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2010.

## AVALIAÇÃO DO CONTROLE DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA E DO pH EFLUENTE APÓS TRATAMENTO DE BIOCIMENTAÇÃO EM SOLO ARENOSO

**Vinicius Luiz Pacheco**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil da Universidade de Passo Fundo (UPF).

email: vinimanfroipacheco@gmail.com

**Antônio Thomé**

Prof. Dr./Pesquisador do curso de Engenharia Civil da Universidade de Passo Fundo (UPF).

email: thome@upf.br

**Gregório Rigo Garbin**

Engenheiro Civil egresso da Universidade de Passo Fundo (UPF)

email: greggarbin@gmail.com

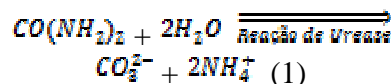
**Resumo.** A presente técnica de melhoramento de solo denominada MICP (Microbially Induced Calcite Precipitation), tem por objetivo estimular as bactérias presentes no solo arenoso, do tipo *Bacillus Pasteurii* por meio da introdução no solo de alimento aos micro-organismos. O tratamento em questão, tem por benefícios aumentar a capacidade de carga do solo e controlar a condutividade hidráulica, bem como a erosão. O presente artigo avaliou o controle de condutividade hidráulica durante o procedimento de aplicação da técnica de biocimentação em um solo arenoso, bem como a avaliação do pH da solução efluente ao meio arenoso. Tais objetos de estudo foram comparados com o mesmo solo sem o uso da técnica de biocimentação.

**Palavras-chave:** Biocimentação.  
Condutividade hidráulica. pH.

### 1. INTRODUÇÃO

A técnica de biocimentação na Engenharia Civil tem aplicabilidade na qual visa o melhoramento de diversas propriedades do solo, inclusive o controle de condutividade hidráulica do meio, como proposto em estudos realizados por Rita (2014).

O funcionamento do método tem por princípio a reação de Urease, conforme Eq. 1.



Após a primeira etapa da reação concluída, os íons carbonato reagem com os íons de cálcio provenientes do cloreto de cálcio (Eq. 2), sendo essa última etapa criadora da calcita ( $\text{CaCO}_3$ ), na qual garantirá coesão maior ao solo, fazendo-o assim mais resistente e menos permeável. O elemento químico Amônio ( $\text{NH}_4^+$ ), formado pela hidrólise da ureia, descrito anteriormente, é responsável pelo aumento do pH do solo (passagem de pH neutro para pH alcalino) e dessa forma gerando as condições favoráveis ao desenvolvimento bacteriano (RITA, 2014).



O artigo em questão visou estudar o controle de condutividade hidráulica do solo arenoso durante a aplicação da técnica de biocimentação em comparação com o mesmo solo, sem o processo de biocimentação. Para fins de estudo e monitoramento da atividade microbiológica, o pH da solução biocimentante efluente do corpo de prova foi

medida e dessa forma foi possível a identificação da eficácia do tratamento biocimentante.

## 2. DESENVOLVIMENTO DO ESTUDO

### 2.1 Local do estudo

A pesquisa em questão foi desenvolvida nas dependências da Universidade de Passo Fundo (UPF), nos laboratórios do Centro Tecnológico de Engenharia Civil (CETEC). Sendo o procedimento realizado entre setembro e dezembro de 2016.

### 2.1 Materiais

Para a realização do presente estudo, foram utilizados basicamente dois materiais, sendo eles: areia de Osório e solução biocimentante. As características da areia foram utilizadas com base em estudos feitos por Cruz (2008), como mostram as Tabelas 1 e 2. Já solução biocimentante, sendo uma adaptação de Mortensen et al., (2011) e Amarakoon e Kawasaki (2016), sendo a solução utilizada uma continuidade de estudos realizados por Garbin (2016), segue na Tabela 3.

Tabela 1. Distribuição Granulométrica da areia de Osório

Abertura da Peneira (mm)	% passante
0.60	100.00
0.425	99.97
0.30	99.47
0.15	38.50
0.075	1.55
0.0534	00

Fonte: Cruz (2008)

Tabela 2. Índices Físicos da areia de Osório

Índices Físicos	Areia de Osório

Massa específica real dos grãos	2,65 g/cm <sup>3</sup>
Coefficiente de uniformidade, $C_u$	2,11
Coefficiente de curvatura, $C_c$	1,15
Diâmetro médio, $D_{10}$	0,09 mm
Diâmetro médio, $D_{50}$	0,17 mm
Índice de vazios mínimo, $e_{mín}$	0,60
Índice de vazios máximo, $e_{máx}$	0,85

Fonte: Cruz (2008)

Tabela 3. Composição da solução biocimentante

Reagente	Concentração (g/l)
Peptona	2
Extrato de Levedura	1
Cloreto de Amônia	10
Bicarbonato de Sódio	2,12
Ureia	30
Cloreto de Cálcio	56

Fonte: Garbin (2016)

### 2.2 Método

O método do presente artigo tem por objetivo o monitoramento do volume drenado efluente de solução cimentante e a avaliação do pH de tal efluente. Para o desenvolvimento proposto, foram moldados três corpos de prova com a areia de Osório em camadas de 5 centímetros, totalizando uma altura total de 30 cm. Sendo os corpos de prova: o primeiro (CP\_01Branco) sem aplicação da técnica de biocimentação, com densidade relativa de 50% e umidade inicial da areia de 10%; o segundo (CP\_02Branco) com 14 aplicações de água em um montante de 2 vezes o volume de vazios (70 litros) do corpo de prova por aplicação, densidade relativa de 50% e umidade inicial da areia de 10%; o terceiro (CP\_03Biocimentado) com a aplicação da



técnica da de biocimentação durante 28 dias e as injeções intervaladas entre 48 horas com 2 vezes o volume de vazios (70 litros) do corpo de prova por injeção, com densidade relativa da areia de 50% e umidade inicial da areia de 10%. As injeções foram realizadas através do uso de um regador (regador esse, de uso restrito para cada aplicação, ou seja, solução biocimentante ou água), visando uma distribuição abrangente da solução biocimentante/água a serem percolados pelos corpos de prova e buscando a redução do impacto na superfície dos corpos de prova.

Segue na Fig. 1 a moldagem de um dos corpos de prova, bem como a verificação da densidade relativa.

Na Fig. 2 está demonstrado um corte esquemático com as dimensões dos corpos de prova utilizados para o estudo.



Figura 1. Processo de moldagem dos corpos de prova.



Figura 2. Corte esquemáticos dos corpos de prova.

Foi monitorado o volume de solução drenada durante o processo de aplicação das 14 injeções de 70 litros de água no CP\_02Branco, bem como as 14 injeções de 70 litros da solução cimentante no CP03\_Biocimentado. Sendo o CP\_01Branco desprovido de aplicação de solução e/ou água.

As aplicações no CP\_02Branco e CP\_03Biocimentado foram realizadas conforme Fig. 3 e após mensurado o montante de solução a jusante dos corpos de prova. Importante ressaltar que no CP\_02Branco, foi assentada uma proteção de geotêxtil na superfície para reduzir o impacto da água com o corpo de prova.

Em relação ao pH, este foi monitorado durante o processo de aplicação das 14 injeções de 70 litros de água no CP\_02Branco, bem como as 14 injeções de 70 litros da solução cimentante no CP\_03Biocimentado, foi monitorada a variação ou não do pH oriundo da solução de saída dos corpos de prova durante as 14 injeções para ambos os casos bem como o pH da solução cimentante. Sendo essa tarefa realizada com o auxílio do pHmetro.

Para a solução efluente do CP\_03Biocimentado, foram retiradas amostras de aproximadamente 100ml e devidamente armazenadas em ambiente resfriado (geladeira) e analisadas com auxílio de aparelho eletrônico com precisão de duas casas decimais, conforme Fig.4.





Figura 3. Aplicação da solução/água para consequente monitoramento do volume drenado.



Figura 4. Amostras de solução biocimentada efluente do CP\_03Biocimentado e execução da análise através de pH eletrônico.

### 3. RESULTADOS

Os resultados referentes a condutividade hidráulica dos corpos de prova e a mensuração do pH seguem nos itens subsequentes.

#### 3.1 Controle de Condutividade Hidráulica

Os corpos de prova CP\_02Branco e CP\_03Biocimentado foram moldados conforme metodologia e aplicadas 14 injeções com 70 litros de água para o CP\_02Branco e 14 injeções com 70 litros de solução biocimentante para o CP\_03Biocimentado.

O resultado obtido pode ser observado na Fig.5.

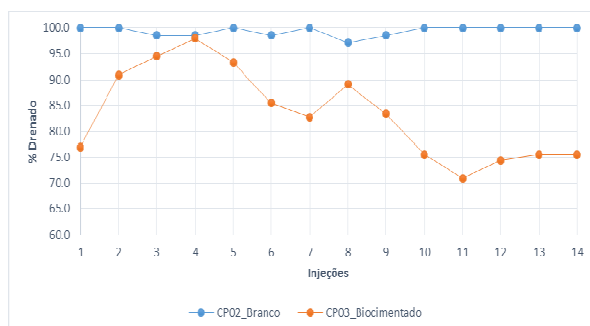


Figura 5. Comparação da Injeções vs % Drenado entre o CP02\_Branco e o CP\_03Biocimentado.

Observou-se que a porcentagem de volume drenado para o CP\_02Branco foi elevada, variando de 97% a 100%. Sendo evidenciado que a percolação se manteve praticamente constante durante todas as aplicações e o volume drenado muito próximo ao volume de entrada de 70 litros de água.

Para o CP\_03Biocimentado, notou-se que o volume drenado variou de 75,6 % (Injeção 14) a 98% (Injeção 4). A aplicação da solução biocimentante no montante de 70 litros foi constante até a Injeção 10, após este período a percolação da solução reduziu e então a aplicação foi reduzida para 20 litros por aplicação até o fim do tratamento. Nota-se que na primeira fase do tratamento o volume drenado teve um percentual mais elevado.

O efeito da técnica de biocimentação é notável desde a primeira injeção, alterando parâmetros de condutividade hidráulica do solo, nos quais são indicativos da eficácia da técnica em análise, uma vez que dentro os principais objetivos propostos para o presente trabalho é a redução e controle da condutividade hidráulica do solo.

#### 3.2 Monitoramento do pH

Com base na metodologia aplicada para obtenção do pH, tem-se os resultados combinados conforme Fig.6.

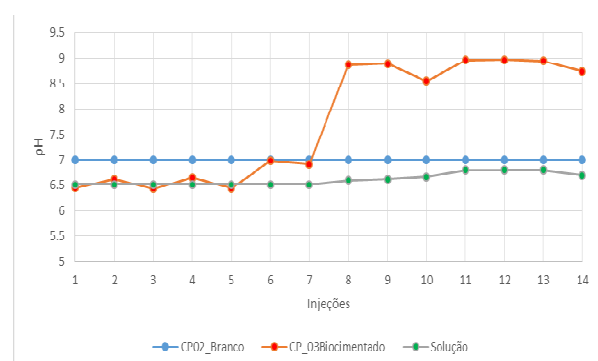


Figura 6. Análise da variação do pH.

Faz-se a análise do pH da solução utilizada no CP\_03Biocimentado, bem como o pH da

solução drenada do CP\_03Biocimentado e por fim o pH da água a jusante do CP02\_Branco. O pH a jusante do CP\_03Biocimentado sofreu grandes alterações, variando entre 6,45 (Injeção 1) até 8,97 (Injeção 12). Esta variação mostra o crescimento da atividade microbiológica conforme indicam estudos de Feng (2015). Inicialmente o comportamento microbiológico sofreu pequenas alterações, porém ao atingir a Injeção 8 obteve-se um aumento no pH de 6,91 para 8,87 o que indica a forte interação dos micro-organismos em relação ao tratamento biocimentante. Foi possível identificar um pequeno decaimento no pH ao término da aplicação do tratamento na Injeção 14, onde o pH era de 8,74. Um fator peculiar correlacionado ao aumento do pH é o aumento da intensidade do odor da solução a jusante do CP\_03Biocimentado ao passo que o pH se elevava, indicando assim uma mudança da atividade biológica do corpo de prova através do emprego da solução.

### 3.3 Relação entre condutividade hidráulica e pH

Nota-se que na primeira fase do tratamento o volume drenado teve um percentual maior e coincidentemente com o aumento do pH a porcentagem drenada foi reduzida.

Logo afirma-se que com o decorrer do tratamento a condutividade hidráulica do corpo de prova CP\_03Biocimentado foi reduzida, porém conforme o percentual drenado não alterará o ciclo natural da água, em concordância com estudos realizados por Rita (2014).

## 4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Em relação a metodologia aplicada e os resultados obtidos para a técnica de biocimentação em solo arenoso com micro-organismos nativos, afere-se que:

- Os micro-organismos nativos da areia de Osório são utilizáveis para a técnica de biocimentação;

- O corpo de prova CP03\_Biocimentado apresentou redução na condutividade hidráulica ao longo da aplicação da técnica de biocimentação, comprovando assim a eficácia da técnica;
- O fator pH torna-se um indicativo de funcionamento do tratamento de biocimentação, uma vez que a sua variação indica o aumento da atividade microbiológica.

## 5. REFERÊNCIAS

AMARAKOON, G. G. N. N.; KAWASAKI, S. Factors Affecting Improvement of Sand Properties Treated with Microbially Induced Calcite Precipitation. **In: Congress GeoChicago: Sustainability, Energy and the Geoenvironment, 2016.** In Press.

CRUZ, R. C. **Influência de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatância de uma areia artificialmente cimentada.** Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 218p. 2008.

FENG, K.; **Constitutive Response of Microbially Induced Calcite Precipitation Cemented sands.** PhD Dissertation. Department of Civil Engineering, North Carolina State University, 2015.

GARBIN, R. G. **Avaliação de biocimentação em solo arenoso.** UPF. 2016. Trabalho de conclusão de curso. Faculdade de Engenharia e Arquitetura – Curso de Engenharia Civil, Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo, 2016.

MORTENSEN, B. M. et al. Effects of environmental factors on microbial induced calcium carbonate precipitation. **J Appl Microbiol**, v.111, p.338-349, 2011.

SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTECNIA DO RIO GRANDE DO SUL  
GEORS 2017

RITA, R. P.; **Bio – Cimentação de Solos Arenosos para Melhoramento das suas Características Hidro – Mecânicas.** Tese (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, IST, Lisboa. 2014.

## EFEITO DA BIOCIMENTAÇÃO EM SOLO ARENOSO EM RELAÇÃO A HETEROGENEIDADE E VARIAÇÃO DA DENSIDADE

**Vinicius Luiz Pacheco**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil da Universidade de Passo Fundo (UPF).  
email: vinimanfroipacheco@gmail.com

**Antônio Thomé**

Prof. Dr./Pesquisador do curso de Engenharia Civil da Universidade de Passo Fundo (UPF).  
email: thome@upf.br

**Igor Decol**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil da Universidade de Passo Fundo (UPF).  
email: igor2311decol@gmail.com

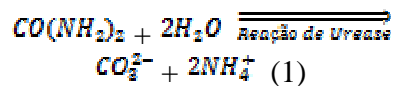
**Resumo.** Convencionalmente faz-se uso de cimento e técnicas de compactação visando o melhoramento de propriedades do solo. Particularmente nesse trabalho, utiliza-se uma solução biocimentante para aprimorar características de um solo arenoso. A presente técnica chama-se MICP (Microbially Induced Calcite Precipitation) na qual fornece alimento as bactérias presentes no solo ou implantadas no solo artificialmente, sendo essas bactérias, majoritariamente do tipo *Bacillus Pasteurii*, dessa forma fornecendo ao solo como objetivo final das reações químicas, a calcita. Em última análise, o método propõe ao solo, melhoramento de propriedades, tais como aumento de densidade e rigidez.

**Palavras-chave:** Biocimentação. Calcita. Densidade.

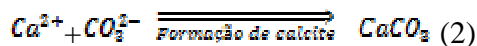
### 1. INTRODUÇÃO

O processo de biocimentação vem sendo estudado em solos arenosos devida a correção de problemas como erosão e liquefação, bem como pelas especificidades apresentadas por esse solo nas quais permitem o desenvolvimento da técnica de biocimentação. O método MICP (Microbially Induced Calcite Precipitation), é responsável no processo químico da biocimentação, sendo fator principal pela produção de urease e pela

hidrólise da ureia para a formação de calcita ( $\text{CaCO}_3$ ) (RITA, 2014). Tem-se o elemento  $\text{CaCO}_3$  como o resultado final do biocimento, sendo capaz de fazer a ligação entre as partículas e proporcionar ganho de resistência ao solo. No processo químico da biocimentação, as bactérias presentes no solo, se alimentam com a ureia e produzem  $\text{CO}_3^{2-}$  e  $2\text{NH}_4^+$  (Eq. 1) (KIM e PARK, 2013).



Após a primeira etapa da reação concluída, os íons de carbonato reagem com os íons de cálcio provenientes do cloreto de cálcio (Eq. 2), sendo essa última etapa criadora da calcita, na qual garantirá coesão maior ao solo, fazendo-o assim mais resistente e menos permeável.



O trabalho em questão, estudou a variação de propriedades específicas do solo, tais quais: a densidade e a heterogeneidade ao longo da profundidade.

## 2. DESENVOLVIMENTO DO ESTUDO

### 2.1 Local do Estudo

A pesquisa em questão foi desenvolvida na modalidade de Trabalho de Conclusão de Curso na Universidade de Passo Fundo (UPF), nas dependências do Centro Tecnológico de Engenharia Civil, Ambiental e Arquitetura (CETEC).

O trabalho teve seu desenvolvimento entre os meses de setembro a dezembro de 2016.

### 2.2 Materiais

Os materiais utilizados no trabalho foram: areia de Osório, com densidade relativa de 50%; Solução biocimentante.

Os índices físicos e a distribuição granulométrica da areia de Osório, foram baseados em estudos realizados por Cruz (2008).

A solução biocimentante foi uma adaptação feita por Garbin (2016), dos estudos de Mortensen et al., (2011) e Amarakoon e Kawasaki (2016), conforme Tabela 1.

Tabela 1. Composição da solução biocimentante

Reagente	Concentração (g/l)
Peptona	2
Extrato de Levedura	1
Cloreto de Amônia	10
Bicarbonato de Sódio	2,12
Ureia	30
Cloreto de Cálcio	56

Fonte: Garbin (2016)

### 2.3 Métodos

A metodologia aplicada no estudo em questão busca avaliar a variação da densidade e heterogeneidade ao longo do corpo de prova após a aplicação da solução biocimentante. Para tanto, foi moldado um corpo de prova, denominado CP\_03Biocimentado, com a areia de Osório em camadas de 5 centímetros,

totalizando uma altura total de 30 cm. Sendo a aplicação da técnica de biocimentação aplicada durante 28 dias e as injeções intervaladas entre 48 horas com 2 vezes o volume de vazios (70 litros) do corpo de prova por injeção, com densidade relativa da areia de 50% e umidade inicial da areia de 10%. As injeções dos 70 litros foram feitas com o auxílio de um regador (sendo regadores separados para a aplicação da solução biocimentante e da água), buscando uma abrangência de toda a superfície e redução no impacto entre a solução e a camada superficial da areia.

O corpo de prova possui diâmetro ( $\emptyset$ ) de 56 cm e altura total das camadas com 30 cm, como segue na Fig. 1. Na parte inferior do corpo de prova foi disposta uma camada drenante formada por brita e pedrisco, para conduzir o efluente da solução biocimentante pelo orifício disposto no corpo de prova.



Figura 1. Corpo de prova CP\_03Biocimentado.

Foram retirados corpos de prova a cada 5 cm de forma cúbica de dimensões variáveis cm conforme Fig. 2, resultando em um total de 6 corpos de prova, correspondentes a altura total de 30 cm. Dessa forma, após o término do tratamento de biocimentação, foi possível avaliar a densidade úmida e seca do material, tendo por base a densidade inicial úmida de 1,54 g/cm<sup>3</sup>.



Figura 2. Amostras para verificação da densidade.

Em relação a biocimentação ao longo do corpo de prova, foi possível uma identificação visual, bem como correlação com as densidades encontradas.

### 3. RESULTADOS

Os resultados esperados para o presente artigo foram as densidades, úmida e seca, bem como uma perspectiva da biocimentação ao longo do corpo de prova.

#### 3.1 Densidade úmida do CP\_03Biocimentado

Para as características descritas, tem-se o resultado na Fig. 3.

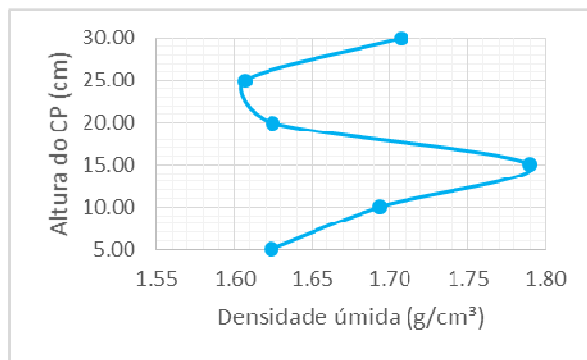


Figura 3. Densidade úmida ao longo do CP\_03Biocimentado.

Observa-se que para a densidade úmida a camada mediana do corpo de prova

apresentou a maior densidade, sendo essa na altura de 15 cm com densidade de 1,79 g/cm<sup>3</sup>.

#### 3.1 Densidade seca do CP\_03Biocimentado

Para a densidade seca, tem-se os resultados apresentados na Fig. 4

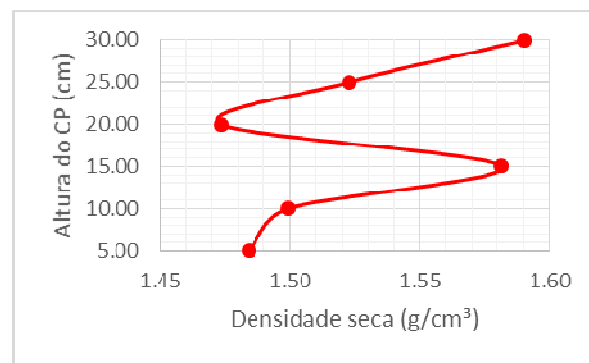


Figura 4. Densidade seca ao longo do CP\_03Biocimentado.

Para tal caso, nota-se que a densidade mais elevada ficou localizada no topo do corpo de prova, com uma densidade de 1,59 g/cm<sup>3</sup>. Comprovando dessa forma a heterogeneidade no processo de biocimentação ao longo do corpo de prova.

#### 3.3 Comparação das densidades

Tem-se na Fig. 5 a comparação entre as densidades.

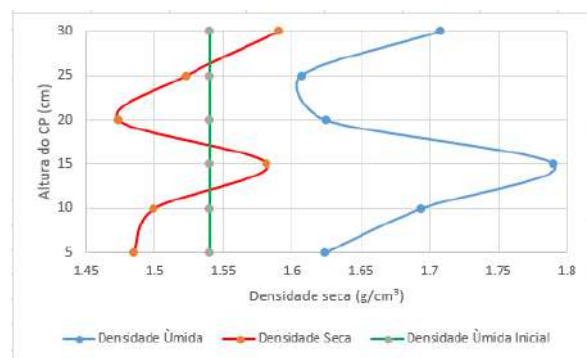


Figura 5. Comparação das densidades.



### 3.4 Heterogeneidade

Esse item trata de um dos objetivos iniciais do trabalho, no qual evidencia a importância da biocimentação ao longo do corpo de prova e variando devido a sua profundidade e percolação com a profundidade. Após a exumação do corpo de prova, foi possível identificar a biocimentação com a profundidade (Fig.6) e correlacionar esse efeito as densidades encontradas nos itens 3.1, 3.2 e 3.3.



Figura 6. Exumação do CP\_03Biocimentado.

Observa-se que a biocimentação ocorreu de forma mais acentuada nas camadas superiores, conforme Fig.7, criando uma forte cimentação e consequente aumento de densidade e resistência das camadas.



Figura 7. Biocimentação ao longo das camadas.

Logo, é possível afirmar que devido a forma de aplicação da solução, sendo essa por percolação, causa uma distribuição heterogênea ao longo do solo.

### 4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Em virtude dos resultados expostos pode-se concluir que:

- Houve um acréscimo de densidade através da técnica de biocimentação, possibilitando maior magnitude de rigidez ao solo arenoso estudado;
- Através da exumação do CP\_03Biocimentado foi possível identificar a heterogeneidade da biocimentação com a profundidade, apresentando índices superiores de biocimentação nas camadas superficiais;
- A aplicação da técnica por percolação da solução biocimentante traz esse efeito de heterogeneidade.

### 5. REFERÊNCIAS

AMARAKOON, G. G. N. N.; KAWASAKI, S. Factors Affecting Improvement of Sand Properties Treated with Microbially Induced Calcite Precipitation. **In: Congress GeoChicago: Sustainability, Energy and the Geoenvironment, 2016.** In Press.

CRUZ, R. C. **Influência de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatância de uma areia artificialmente cimentada.** Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 218p. 2008.

GARBIN, R. G. **Avaliação de biocimentação em solo arenoso.** UPF. 2016. Trabalho de conclusão de curso. Faculdade de Engenharia e Arquitetura – Curso de Engenharia Civil,

SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTECNIA DO RIO GRANDE DO SUL  
GEORS 2017

Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo,  
2016.

MORTENSEN, B. M. et al. Effects of environmental factors on microbial induced calcium carbonate precipitation. **J Appl Microbiol**, v.111, p.338-349, 2011.

RITA, R. P.; **Bio – Cimentação de Solos Arenosos para Melhoramento das suas Características Hidro – Mecânicas**. Tese (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, IST, Lisboa. 2014.

## UMA SIMPLES INSPEÇÃO OBSERVACIONAL DE ENCOSTAS: EXEMPLO EM UM TRECHO DA BR-470/RS

**Gabriel Donin Parisotto**

Engenheiro Civil

gabrielparisotto@gmail.com

**Terezinha Maria Barth dos Santos**

Professora do curso de Engenharia Civil na Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul

terezinha.santos@puers.br

**Cleber de Freitas Floriano**

Professor do curso de Engenharia Civil na Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul

cleber.floriano@puers.br

**Lysiane Menezes Pacheco**

Professora do curso de Engenharia Civil na Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul

lysiane.pacheco@puers.br

**Resumo.** *O presente trabalho trata de uma inspeção observacional de encostas rodoviária. Para isso, foi realizado um caminhamento entre o km 198 e o km 194 (nesta direção), e entre o km 186 e 194 (também nessa direção) da BR-470 notando visualmente locais passíveis de movimentos de massa no trecho do vale do Rio das Antas. Buscou-se relatar e classificar dentro dos limites inspeccionais os movimentos de massa que de alguma maneira impactariam no tráfego rodoviário. De forma visual, atribui-se magnitude a cada problema geotécnico observado. Para o trecho inspeccionado, notou-se que o rastejo, tombamento e deslizamento são as tipologias mais frequentes de movimento de massa. Este trabalho sugere a realização de inspeções simples como esta, para todo o trecho rodoviário, obtendo a partir disto um cadastro inicial dos problemas de rodovias de importância local ou regional, visto que para tais rodovias não se têm qualquer dispositivo de gerenciamento de encostas e o mapeamento de risco é uma realidade distante para rodovias de menor importância.*

*Cadastramentos como este permitem muitas vezes antecipar problemas e contribuem para o gerenciamento de recursos do órgão administrador.*

**Palavras-chave:** *Encostas. Movimento de massa. Inspeção.*

### 1. INTRODUÇÃO

De Mello e Perez (2012) afirmam que as rodovias do Brasil foram construídas em sua grande maioria há mais de 25 anos, por isso parte delas foram projetadas quando ainda não havia normas e exigências de segurança para tais projetos, inclusive para traçados geométricos e taludes de corte e aterro. Em rodovias em operação, o histórico de ocorrência de rupturas em taludes faz parte de um levantamento importante para a averiguação de riscos, antecipando as prováveis consequências de eventos em regiões susceptíveis a rupturas. Os autores mostram que o monitoramento de encostas ocorre normalmente quando a situação já se

apresenta crítica, mas o conceito de avaliação de riscos pode ser utilizado durante a fase de projeto ou durante a execução de uma obra rodoviária, assim como pode ser utilizado após o início da operação da mesma. A avaliação e a gestão de risco dessas rodovias têm por objetivo a fluência de operação da mesma, visando a segurança e a minimização dos danos a terceiros. Tais autores referem-se à gestão de risco calculado em rodovias, no entanto, o desenvolvimento de trabalhos nesta proporção é possível quando a rodovia demanda grande importância econômica. No caso de rodovias regionais ou locais o mapeamento de risco se torna muito complexo para o mérito de tal trabalho, embora, de fato, ainda seria o melhor cenário.

Para aquelas rodovias em que não se tem qualquer tipo de relato dos problemas geotécnicos e que um estudo de risco não seria viável, as simples inspeções visuais tornam-se boas ferramentas de controle, auxiliando o órgão administrador na tomada de decisões e muitas vezes na antecipação de problemas.

Para exemplificar uma forma de inspeção, foi tomado como exemplo um trecho da BR-470. Sendo uma ligação regional importante da Serra Geral do Rio Grande do Sul com a capital, esta rodovia apresenta alguns trechos sobre o vale do Rio das Antas com inclinações bastante acentuadas. Visando a segurança de operação da estrada e a prevenção contra possíveis deslizamentos, realizou-se uma inspeção observacional das encostas no trecho entre os quilômetros 186, em Veranópolis, e 198, em Bento Gonçalves, região onde esta estrada corta o vale do Rio das Antas, localizada sobre o ambiente geomorfológico do Planalto de derrames. O caminhamento teve início no sentido de demarcação maior para menor, com intuito simples de descrever os tipos de movimento de massa e classificar a magnitude dos problemas (baixo, médio e alto) observados no referido trecho segundo um critério relativo somente ao que foi

observado, ou seja, atribuindo magnitude relativa ao trecho, e não à rodovia ou qualquer outra extrapolação.

Para que tal atividade fosse executada, foi necessário que se fizesse o reconhecimento dos tipos de movimentos de massa com potencial de ocorrência, assim como o reconhecimento das feições rochosas em que estes potenciais movimentos de massa estão inseridos. Levou-se em consideração apenas dados obtidos através do relato observacional e registro fotográfico.

## **2. FORMAÇÃO DA SERRA GERAL**

Classificadas de acordo com sua origem, as rochas provenientes do resfriamento do magma são denominadas de rochas ígneas ou magmáticas. Constituinte 80% da crosta terrestre, embora apenas 15% aflorante, as rochas ígneas são as de maior resistência mecânica devido aos minerais predominantes em sua composição, tendo sua classificação como extrusiva ou intrusiva.

As rochas extrusivas têm origem na exposição da lava à superfície da Terra, e dependendo da maneira em que a erupção ocorre, podem ser classificadas como vulcões, depósitos piroclásticos e os derrames, que se tratam de despejos em grande escala de lava por conjuntos de imensas fendas e vulcões. Na Serra Geral do estado do Rio Grande do Sul, superpõem-se uma sequência com mais de vinte derrames, possuindo espessuras de dez a vinte metros nas camadas inferiores e chegando a até cem metros nas camadas superiores. Este tipo de rocha é abundante nesta região do Estado e por isso torna-se importante para a construção civil. As camadas de derrames são muitas vezes notadas em encostas devido à demarcação no formato de degraus, onde cada um representa um derrame diferente (TEIXEIRA et al., 2000).

Com o passar do tempo, sob constante atuação de processos de modificação de ambiente, rochas maciças e tenazes se transformam em materiais friáveis, denominados de solos. Dá-se a esse processo o nome de intemperismo, que pode ser classificado em: (1) intemperismo físico, quando a rocha se desintegra sob ação de esforços mecânicos e reduz-se em fragmentos menores de composição igual à rocha de origem; e (2) intemperismo químico quando o processo gera uma transformação mineralógica nas rochas, onde o produto é um material muito distinto do original (GROTZINGER; JORDAN, 2013).

Solos encontrados sobre as rochas que lhes originaram são denominados residuais, possuindo relação estreita com a mesma e com a intensidade dos processos de intemperismo. Já os solos transportados, que são formados pelo acúmulo de partículas sedimentadas em locais distantes da rocha de origem, não preservam as características da mesma, guardam as características do seu agente transportador. Os solos que foram transportados pela ação da gravidade, e que estão estritamente associados a desmoronamentos em encostas íngremes da região estudada, são denominados de solos coluviais (TEIXEIRA et al, 2000).

### **3. MOVIMENTOS DE MASSA**

Os movimentos de massa gerados pela gravidade são os maiores elementos de formação de massa nos continentes. Esses processos têm como produtos áreas propícias a práticas agrícolas e zonas habitáveis. Contudo, em um curto espaço de tempo, fica difícil mensurar os benefícios gerados por tais movimentos, pois a maior parte destes são tratados como desastres naturais (SCHUSTER; TURNER, 1996).

Os fatores condicionantes de instabilidades podem partir de diferentes

situações, como o crescimento das tensões cisalhantes devido a movimentos de terra, a saturação de juntas e trincas existentes devido à elevação do nível d'água, a percolação de água com dissolução dos elementos que formam a estrutura do solo, a saturação devido ao umedecimento e o carregamento de partículas de menor diâmetro e erosão subterrânea (KORMANN et al., 2012).

A frequência e a intensidade das chuvas são fatores que significativamente interferem na instabilidade de encostas. Devido à infiltração de água, há uma elevação da poro-pressão, que trabalha como redutora da componente normal do peso do solo. Esse aumento pode chegar a um instante onde as forças cisalhantes são superiores as de resistência, provocando deslizamentos (FIORI; CARMIGNANI, 2001).

A vegetação também tem uma atuação importante como barreira contra fatores de instabilização. Além de as raízes atuarem como contenção contra processos erosivos, ela é responsável pela interceptação de águas pluviais, gerando uma redução da energia de impacto das gotas na superfície, favorecendo assim a infiltração, responsável por reduzir o escoamento superficial. O volume de material transportado pela ação de precipitações está diretamente ligado à densidade da cobertura vegetal e a declividade da região, sendo o desmatamento um acelerador dos processos de instabilização, especialmente em áreas com declividade acentuada (SESTINI, 1999).

Deve-se levar em conta algumas condições geológicas no estudo dos movimentos de massa. A existência de fraturas tectônicas ou oriundas de alívios de pressão representam locais de menor resistência e descontinuidade, formando caminhos para a percolação da água, desenvolvimento de processos erosivos e movimentações (KORMANN et al, 2012). A formação de taludes artificiais ligados a cortes para execução de estradas e outras obras



também colaboram para a aceleração desses processos.

Associados normalmente à ação da gravidade, os movimentos de terra podem ser enquadrados segundo classificações (Varnes, 1978; Augusto Filho, 1992; Anexo B da NBR 11.682, 2009; Guidicini e Nieble, 1983). Neste contexto, sugere-se os seguintes grupos fundamentais conforme classificação de Varnes (1978): (1) Quedas, caracterizadas por movimentos abruptos de materiais geológicos fortemente influenciados pela gravidade, ocorrendo por queda livre, salto ou rolamento; (2) Tombamentos, distinguidos pela rotação para frente de uma unidade ou unidades em torno de algum ponto de articulação, sob as ações de gravidade e forças exercidas por unidades adjacentes ou por fluidos em fissuras; (3) Escorregamentos (translacionais e rotacionais), onde há uma zona de fraqueza que separa o material deslizante do material

subjacente mais estável; (4) Expansões laterais, que ocorrem em declives muito suaves ou em terrenos planos; (5) Corridas/Escoamentos, caracterizadas por muitas superfícies de deslocamento em movimento semelhante ao de um líquido viscoso.

#### 4. INSPEÇÃO DE CAMPO

Fazendo previamente o reconhecimento do trecho a ser inspecionado através de um mapa, conforme Fig. 1, realizou-se o deslocamento até a BR-470, na cidade de Bento Gonçalves, onde se deu início ao percurso a pé. Partindo do Belvedere da Ferradura no km 198 desta rodovia, caminhou-se em direção à ponte Ernesto Dornelles, situada no km 194.

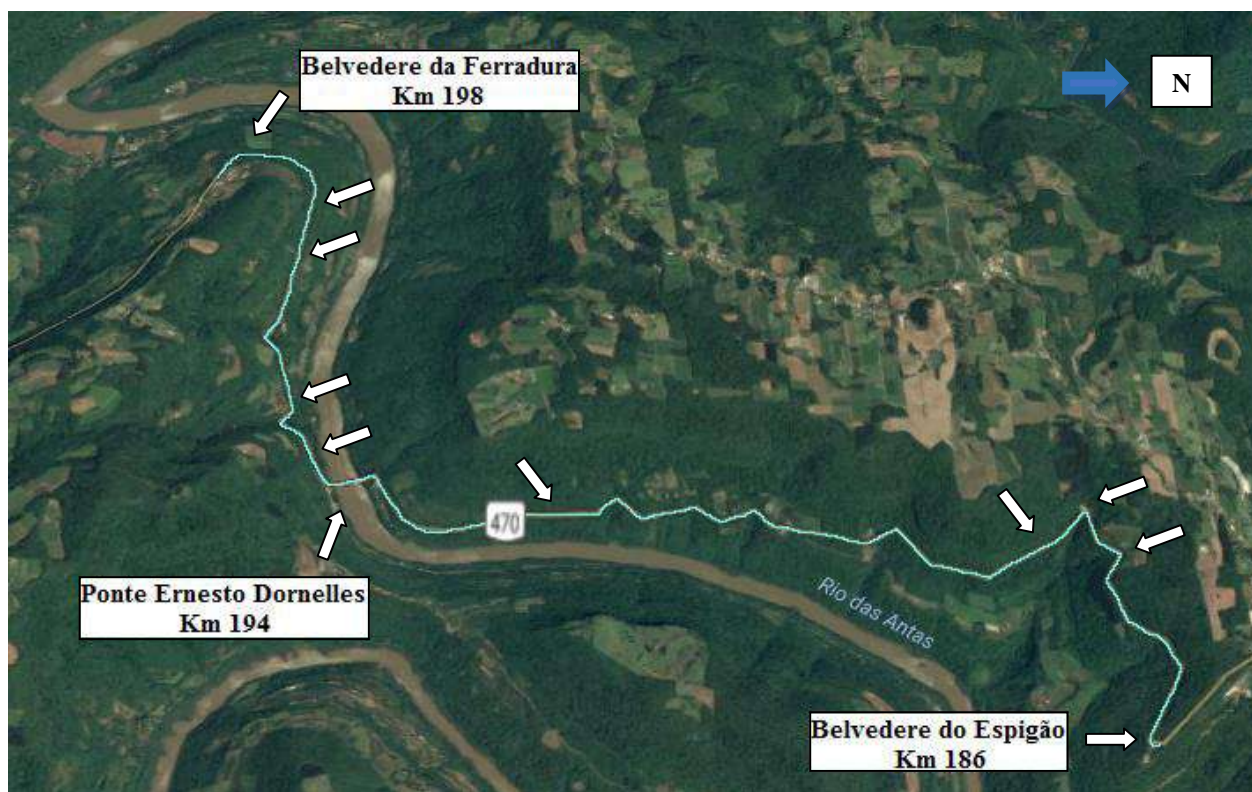


Figura 1. Reconhecimento do trecho da BR-470. Fonte: Google Earth Pro.



No km 196 + 500 encontrou-se a primeira obra de contenção já existente. Uma barreira de pedras de basalto cuja função é conter quedas de blocos de rocha. Duzentos metros à frente, observou-se um muro de contenção com contrafortes atirantados, conforme Fig. 2 e 3.

À montante do muro, nota-se o talude desnudado de vegetação de porte, tendo sido o mesmo executado para conter o solo após a ocorrência de um escorregamento rotacional, protegendo a estrada de possíveis novos deslizamentos de massas remanescentes.



Figura 2. Contenção no km 196 + 300

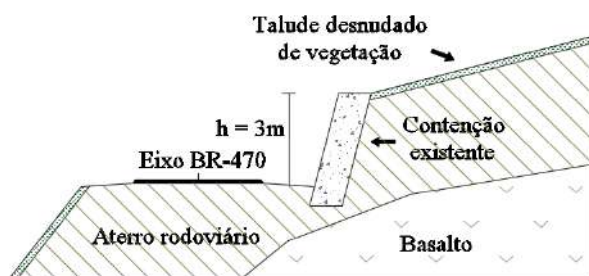


Figura 3. Contenção no km 196 + 300

No km 194 + 800 observou-se um talude em corte com blocos de rocha fraturadas em taludes negativos (*overhang*), conforme Fig. 4 e 5. Nitidamente nota-se potencial movimento por queda, em especial pela presença de pressão de água nas juntas, na ação do intemperismo, ou de algum carregamento por movimentação da camada de solo sobreposta.

Os blocos de rocha com elevada massa armazenam energia potencial (que pode ser transformada em energia cinética) suficientemente grande para atingir a pista de rolamento e promover um cenário de danos materiais e/ou mesmo perda de vida dos usuários que por ali estiverem passando.



Figura 4. Talude no km 194 + 800

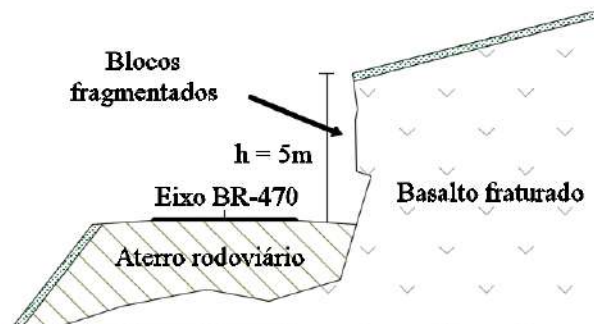


Figura 5. Talude no km 194 + 800

Antes de chegar à ponte Ernesto Dornelles, no km 194 + 400, observou-se um talude onde foi possível distinguir claramente a divisão entre a rocha e o solo insipiente que a sobrepõe. Não sendo detectado processo de intemperismo na rocha, por não haver fraturas ou partículas fragmentadas da mesma, a massa caracteriza-se como solo transportado com acúmulo de matéria orgânica (solo escuro) no qual desenvolveu a vegetação, conforme Fig. 6 e 7.



Figura 6. Talude no km 194 + 400

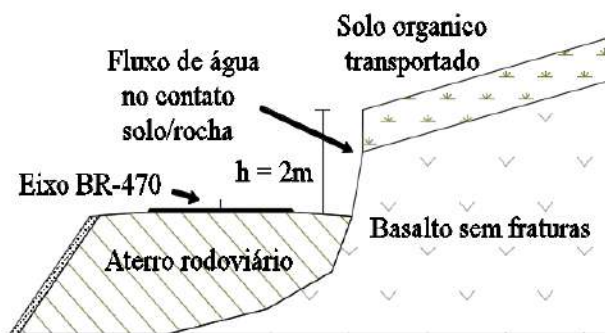


Figura 7. Talude no km 194 + 400

Observou-se grande quantidade de árvores na superfície, próximas a borda superior do talude, com caules inclinados em direção à rodovia, detectando deformações paralelas ao plano de mergulho da superfície rochosa. Tendo o fluxo de água de infiltração passando pelo contato solo-rocha, tais características potencializam um deslizamento, em especial, de um escorregamento planar, mobilizando um volume de massa que atingiria a rodovia.

Após a chegada ao ponto mais baixo do trecho entre as cidades de Bento Gonçalves e Veranópolis, na ponte Ernesto Dornelles, o deslocamento foi feito de carro até o Belvedere do Espigão, no km 186 da BR 470.

Conforme pode-se observar nas Fig. 8 e 9, em uma curva acentuada em frente à Banca das Cascatas, no km 188 + 400, ocorrem subsidências no bordo da pista e na terceira faixa (a), adicionadas de grandes trincas no pavimento no sentido longitudinal da via (b),

demonstrando que o aterro rodoviário está se deformando.

Também foi constatada uma elevada inclinação nos troncos das árvores (c) na face exposta dos taludes interior e exterior ao raio da curva, assim como *guard-rails* tendendo para o lado interno (d). Tais indícios caracterizam o processo de rastejo. Também, pelo fluxo de água corrente, que atravessa a rodovia e devido às cargas cíclicas de veículos que trafegam pela mesma, este talude também está sujeito à deslizamentos com perda de aterro rodoviário.



Figura 8. Talude no km 188 + 400

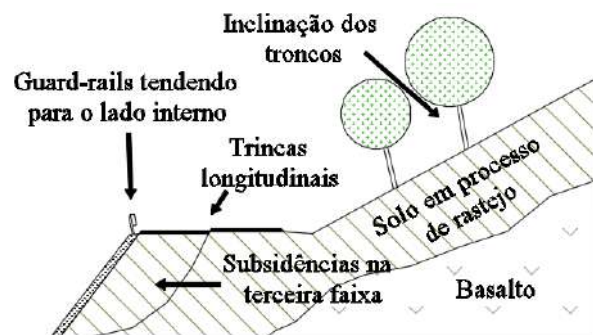


Figura 9. Talude no km 188 + 400

Seguindo a rodovia, encontrou-se um ponto crítico no km 188 + 900. Conforme constatado, a faixa de rodagem no sentido de aclave apresenta um problema congênito da construção do aterro, sendo susceptível a



rupturas localizadas e a processos erosivos junto ao bordo da pista, que promove constante carregamento de material por baixo do aterro, como mostra as Fig. 10 e 11.

Sendo um talude muito inclinado, este mecanismo tende a acelerar, tornando este um ponto muito vulnerável a perda parcial do aterro rodoviário. O elevado fluxo de cargas observado durante a inspeção sobre a faixa de rodagem também potencializa o problema.

No km 189 + 500, observou-se que a rodovia passa sobre um corte em uma região de elevado desnível.



Figura 10. Talude no km 188 + 900

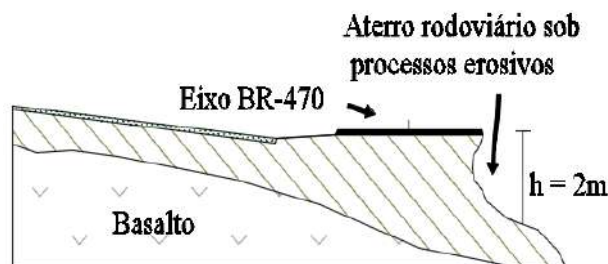


Figura 11. Talude no km 188 + 900

Em ambos lados da pista observaram-se árvores inclinadas para o lado de declive do terreno, assim como trincas no pavimento, demonstrando que a camada de solo sobre o talude de corte rochoso sofre deformação, proveniente de mecanismo de rastejo, conforme pode ser visualizado nas Fig. 12 e 13.



Figura 12. Talude no km 189 + 500

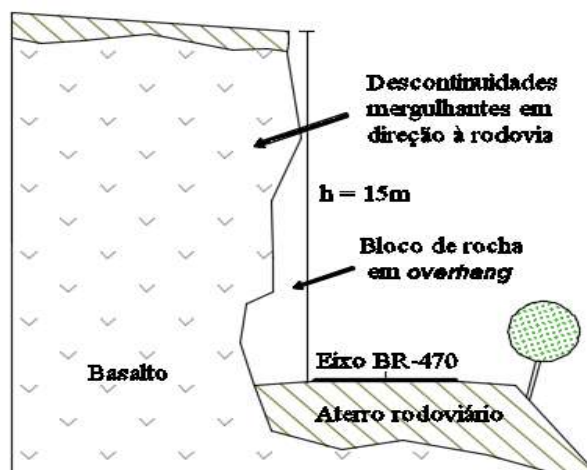


Figura 13. Talude no km 189 + 500

Nas mesmas figuras, nota-se um volumoso bloco de rocha com pelo menos 150 m<sup>3</sup> em *overhang* com descontinuidades mergulhantes em direção a rodovia, propício à ocorrência de movimentos translacionais seguido de tombamento, especialmente em períodos de chuva, que causam aumento de pressão neutra nas fraturas verticais notadas neste maciço. Ainda, observa-se o perigo iminente de queda de árvores, uma vez que a sustentação destas se encontra extremamente fragilizada pelas deformações constantes do solo no topo.

No km 192 + 800 observou-se um corte em rocha que apresenta descontinuidades na direção vertical e planos mergulhantes para a rodovia, fragmentando blocos de rocha com

nítido potencial ao tombamento, principalmente no surgimento de poro-pressão nas descontinuidades verticais, durante as chuvas, conforme Fig. 14 e 15.

Embora de grande potencialidade de ocorrência, o movimento de massa visualmente causaria pouco dano, devido ao pequeno volume de material rochoso e a baixa altura de queda. No entanto, neste local, também se nota uma camada de solo à cima do maciço rochoso, passível de deslizamento sobre o contato solo-rocha, podendo desencadear uma ruptura de maior magnitude, envolvendo até mesmo os blocos de rocha instáveis juntos ao talude rochoso. Neste caso, o dano à rodovia é notório.



Figura 14. Talude no km 192 + 800

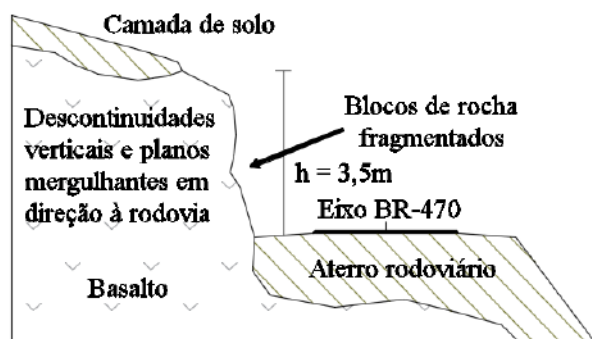


Figura 15. Talude no km 192 + 800

Também foram observados escorregamentos pontuais em taludes baixos, porém com declividade acentuada, como no km 196, conforme Fig. 16. Tal fato acarreta

maior dificuldade para a fixação vegetal, resultando em trincas e rupturas rasas.



Figura 16. Talude no km 196

Nos demais pontos da rodovia, não foram observadas movimentações de massa evidentes, ou seja, não há taludes de altura elevada e íngremes e com vegetação inclinadas ao solo.

Cabe relatar que foram notadas deformações verticais dos guarda-rodas em concreto. Neste caso, as mesmas são devidas ao assentamento do material de aterro, não tendo relação com movimento de massa.

## 5. RESUMO DA INSPEÇÃO

Para obter a magnitude dos problemas observados, foi atribuído um critério demonstrando três escalas: baixo, médio e alto. A combinação destas escalas corresponde a magnitude final seguindo as equações apresentadas na Tabela 1.

Note que a inspeção foi pontual, mas poderia ser definida demarcando limites dos problemas. Neste caso, deveria ser levantada as extensões dos problemas observados e nos locais sem problemas geotécnicos a escala seria "nula", o que corresponderia ao valor zero. Outra sugestão seria de usar o anexo C da NBR 11.682 usando a ficha de laudo de vistoria para cada local inspecionado.

Tabela 1. Critério de notas

1	Baixa	+	Baixa	=	Baixa
2	Baixa	+	Média	=	Média
3	Baixa	+	Alta	=	Média
4	Média	+	Média	=	Média
5	Média	+	Alta	=	Alta
6	Alta	+	Alta	=	Alta

A Tabela 2 mostra o critério que fundamenta-se em apenas duas perspectivas: potencial de interrupção da via e susceptibilidade à ocorrência do movimento.

Na Tabela 3 mostra-se um resumo com as magnitudes dos problemas inspecionados visualmente. Ressalta-se que são magnitudes segundo critério de percepção visual dividido em três níveis (baixo, médio e alto), para apenas classificar os problemas observados e com magnitudes referentes entre si. Isso significa que esta atribuição de magnitude não deve ser extrapolada, pois pertence somente ao trecho avaliado.

Tabela 2. Definição de magnitudes

Local (km)	Potencial de interrupção da via	Susceptibilidade ao movimento
196+500	*	*
196+300	*	*
194+800	Baixa	Média
194+400	Alta	Média
192+800	Baixa	Baixa
189+500	Alta	Alta
188+900	Alta	Média
188+400	Média	Média

\* Obra de contenção existente.

Tabela 3. Resumo da magnitude dos problemas

Local (km)	Descrição do Fenômeno	Magnitude do problema
196+500	*	*
196+300	*	*
194+800	Queda	Média
194+400	Escorregamento/Rastejo	Alta
192+800	Tombamento	Baixa
189+500	Tombamento/Escorregamento/Rastejo	Alta
188+900	Escorregamento	Alta
188+400	Escorregamento/Rastejo	Média

\* Obra de contenção existente.

Inspeções como estas praticamente exigem somente o tempo de campo de um engenheiro geotécnico e transmite importantes informações à administração da rodovia. No entanto, esta metodologia é válida somente para rodovias regionais e locais. Em artérias rodoviárias devem ser realizados mapeamentos de risco geotécnico. Como referência para o mapeamento de risco, cita-se a publicação Diretrizes para zoneamento da suscetibilidade, perigo e risco de deslizamentos para planejamento do uso de solo (Macedo e Bressani, 2013).

## 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir da inspeção realizada no trecho entre os km 186 e 198 da RS-470, observou-se que os movimentos de rastejo, escorregamentos e quedas são iminentes em vários locais observados.

O potencial movimento de queda de blocos de rocha está associado às encostas muito íngremes e às rochas muito fraturadas devido ao processo de intemperismo, que se apresentam como características propícias para que os blocos assumam condição cinemática e tombem sobre a rodovia após a perda de sustentação basal.

Os potenciais movimentos de rastejo e escorregamentos são inerentes aos tipos de solo da região, que são materiais de depósito de gravidade (colúvios).

A partir do reconhecimento do movimento de massa, é possível identificar potenciais problemas em fase inicial de desenvolvimento, definir a magnitude e abrir a possibilidade de gerenciar de forma simplificada os problemas de movimento de massa em rodovias de relevância regional ou mesmo local. No entanto, sabe-se que idealmente o mapeamento de risco é a forma mais criteriosa para qualquer trecho, porém,

pela complexidade, acaba se tornando muito difícil de implementar em qualquer rodovia.

A atividade de inspeção rotineira poderia estar associada a contratos de manutenção e conservação da rodovia ou mesmo ser realizada pelo órgão administrador. Através da atualização rotineira de inspeções, por exemplo, semestrais, um panorama simplificado das condições dos taludes rodoviários pode ser elaborado. Com a inspeção simplificada, seria iniciada a atividade de monitoramento expedito pela administração, podendo nas inspeções atribuir a necessidade de execução de sondagens. A partir disso, parte-se para a contratação de projeto para solucionar o problema deflagrado na inspeção.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 11.682:2009. **Estabilidade de Encosta**. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

AUGUSTO FILHO, O. **Caracterização Geológico-Geotécnica Voltada à Estabilização de Encostas: uma Proposta Metodológica**. 1ª Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas (1º COBRAE), Anais, ABMS/ABGE, v. 2, 721-733, 1992.

DE MELLO, L. G.; PEREZ F. V. **Riscos Geotécnicos em Obras Rodoviárias**. GEOSUL. Porto Alegre, 2012.

FIORI, A. P.; CARMIGNANI, L. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicações na estabilidade de taludes**. Curitiba: Editora UFPR, 2001.

GROTZINGER, J.; JORDAN, T. **Para entender a Terra**. Tradução: Iuri Daquia Abreu; Revisão técnica: Rualdo Menegat. 6.ed. Porto Alegre: Bookman, 2013.

GUIDICINI, G. e NIEBLE, C. M. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação**. São Paulo. Blucher, 1983.

KORMANN, A. C. M.; SESTREM, L. P.; PRETTO, J. H. F. **Comportamento de Encostas no Estado de Santa Catarina: Revisão de Mecanismos Geológico-Geotécnicos e Estudo de Caso**. Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2012.

MACEDO, E. S. e BRESSANI, L. A. **Diretrizes para o zoneamento da suscetibilidade, perigo e risco de deslizamentos para planejamento do uso do solo** (tradução). 1 ed. São Paulo: ABGE - Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental, ABMS - Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2013.

Região inspecionada. Disponível em <<https://www.google.com.br/maps/@-29.0156437,-51.556182,2746m>> acessado em 26/10/2016

SCHUSTER, R. L.; TURNER, A. K. **Landslides: Investigation and Mitigation**. Research Board Special Report vol. 247. Washington, D.C.: National Academy Press, 1996.

SESTINI, M. F. **Variáveis geomorfológicas no estudo de deslizamentos em Caraguatatuba – SP utilizando imagens TM\_LANDSAT e SIG**. Dissertação (Mestrado). São José dos Campos: UNPE, 1999.

TEIXEIRA, WILSON E OUTROS. **Decifrando a Terra**. São Paulo: Oficina de textos, 2000.



VARNES, D. J. **Landslides, analysis and control.** Special Report 176, National Academy of Sciences, cap. II, 1978.

## ANÁLISE DA ERODIBILIDADE DO SOLO ATRAVÉS DA CORRELAÇÃO DE VARIÁVEIS FÍSICO/QUÍMICAS E DA METODOLOGIA MCT

**Elisa Z. Porto**

Acadêmica do programa de pós-graduação em Engenharia Civil Universidade Federal de Santa Maria  
elisazporto@gmail.com

**Ana Helena Back**

Acadêmica do programa de pós-graduação em Engenharia Civil Universidade Federal de Santa Maria  
anahback@hotmail.com

**Rinaldo J. B. Pinheiro**

Professor/Pesquisador do programa de graduação e pós-graduação de Engenharia Civil  
Universidade Federal de Santa Maria  
rinaldo@ufsm.br

**Resumo.** *Os processos erosivos acentuados e suas consequências para sociedade e meio ambiente, têm sido tema de intensa investigação e debate para sua correta compreensão. O presente trabalho objetiva avaliar a relação entre determinadas propriedades dos solos com os resultados de erodibilidade obtidos através da metodologia MCT, auxiliando na previsão do comportamento dos solos e rochas frente ao processo erosivo. Para efetuar estas relações foram executados gráficos com a intenção de relacionar variáveis físicas e verificar a existência de tendências para classificarmos o material como erodível ou não. As variáveis relacionadas foram: densidade, percentual de finos, percentagem de areia, CTC, perda de massa por imersão e infiltrabilidade. Dentre os resultados analisados observou-se que quanto maior a perda de massa por imersão da amostra, maior é seu percentual de areia, e, quanto maior o percentual de finos, menor a perda por imersão e menor o coeficiente de sorção do solo.*

**Palavras-chave:** *Erodibilidade; Metodologia MCT.*

### 1. INTRODUÇÃO

A erodibilidade vem sendo analisada e medida por meio de diferentes metodologias, dentre elas a metodologia MCT (Miniatura, Compactado, Tropical), proposta por Nogami e Villibor (1979), que separa os solos em erodíveis e não erodíveis.

Com base no trabalho realizado por Pejon e Silveira (2007), buscou-se uma relação entre propriedades obtidas dos ensaios de caracterização física (densidade dos grãos, percentagem de areia, CTC e percentual de finos) e os resultados de erodibilidade obtidos dos ensaios da metodologia MCT. A partir dessa análise, o intuito era saber se seria possível prever o comportamento do solo frente ao processo erosivo considerando-se apenas os ensaios básicos. Para isto, foram utilizados alguns dados observados na bibliografia e outros obtidos nos ensaios realizados pelo Grupo GEOMA (Geotecnia e Meio Ambiente) da UFSM, no período de 2007 a 2013, com solos e rochas de diferentes regiões do Rio Grande do Sul.

## 2. EROSÃO E ERODIBILIDADE

Segundo Maciel Filho e Nummer (2011), é necessário distinguir os termos erodibilidade do solo e erosão do solo. A erosão depende da declividade do terreno, características da chuva e cobertura e manejo do solo, sendo assim, um fenômeno físico. Em contrapartida, a erodibilidade está associada à natureza do solo, justificando o fato de que alguns solos sofrem erosão mais facilmente do que outros, mesmo quando o declive, a chuva, a cobertura e o manejo são os mesmos. Verifica-se, portanto, que a erodibilidade do solo é apenas um dos fatores que influenciam a erosão.

## 3. ÁREA DE ESTUDO

Como estudo de caso foram escolhidas três áreas distintas para comparação, caracterização e análise: a) região metropolitana de Porto Alegre/RS (RMPA) tendo como locais e perfis escolhidos o Loteamento Algarve (ALG), a Área de Empréstimo na RS239 (RS239), o Loteamento Parque do Trabalhador (PT) e o Morro do Osso / Cidade de Deus (CD), extraídos de Bastos (1999); b) voçoroca Buraco Fundo localizada na comunidade de Alto das Palmeiras em Santa Maria/RS (BF), com suas análises extraídas de Fernandes (2011); c) voçoroca localizada no trecho central da RS377 (SFA), entre as cidades de Manoel Viana e São Francisco de Assis extraídos de Basso (2013).

## 4. METODOLOGIA

Para a caracterização geotécnica dos solos foram realizados os ensaios clássicos: análise granulométrica, limites de Atterberg, densidade dos grãos e ensaios de caracterização química. Os ensaios para a avaliação indireta da erodibilidade foram baseados no critério de erodibilidade da

metodologia MCT (NOGAMI e VILLIBOR, 1979).

### 4.1 Metodologia MCT Modificada

A metodologia MCT é fundamentada em dois parâmetros: o coeficiente de sorção ( $s$ ), obtido no ensaio de infiltrabilidade, e a perda de massa por imersão modificado ( $\pi$ ), obtido no ensaio de erodibilidade específica. Através da divisão do parâmetro “ $\pi$ ” por “ $s$ ”, é possível a classificação dos solos em relação ao grau de erodibilidade, sendo considerados por Nogami e Villibor (1979), solos erodíveis quando esta relação for superior ao valor 52.

### 4.2 Análise comparativa dos ensaios de caracterização com os ensaios de erodibilidade da metodologia MCT

Após a finalização dos ensaios, foi feita uma análise comparativa entre os resultados dos ensaios de caracterização e os de erodibilidade da metodologia MCT, baseados nos artigos de Silveira (2002) e Pejon e Silveira (2007). Para apresentar as comparações forma construídos gráficos com o programa Excel 2010. As propriedades do solo e os ensaios utilizados para a comparação foram: densidade, percentagem de areia, percentual de finos (silte + argila), CTC, ensaio de perda de massa por imersão e ensaio de infiltrabilidade.

Após a construção dos gráficos, o Prof. Enio Seidel, do Departamento de Estatística da UFSM, colaborou na pesquisa realizando uma correlação entre todas as variáveis do estudo e plotando em gráficos o resultado dessas correlações. Neste processo realizado em conjunto com o professor, foi utilizado o software R, obtido no site <http://www.r-project.org/>.

## 5. RESULTADOS

A Tabela 1 apresenta a granulometria, os limites de Atterberg e a classificação geotécnica pelo SUCS. Os solos que apresentaram maiores limites de liquidez

foram aqueles com maiores frações argila como o PTB (57% de argila) e 44% de limite de liquidez, e o BF Rocha Alterada (51% de argila) e 64% de limite de liquidez. Ambos se enquadram como siltes pela classificação SUCS.

Tabela 1. Granulometria, limites de Atterberg e Classificação SUCS

SOLO	Granulometria (escala ABNT)					Lim. Atterberg		Classif. SUCS	Origem
	AG (%)	AM (%)	AF (%)	Silte (%)	Argila (%)	wl (%)	wp (%)		
ALG B	1	16	29	12	42	41	31	ML	Granito -
ALG C	12	41	23	17	7	39	34	SM	Gnaíssico
RS239 BC	-	-	68	9	23	23	16	SM-SC	Arenito
RS239 C	-	-	74	10	16	20	14	SM-SC	Botucatu
PT B	-	3	35	5	57	44	31	ML	Arenito
PT C	-	8	62	18	12	19	14	SM-SC	Botucatu
CD B	23	16	13	10	38	53	31	SM	Granito
CD C	25	28	17	19	11	38	31	SM	
BF AB	30	17	15	18	20	36	26	MH	Arenito
BF R. Alt.	2	2	17	28	51	64	35	MH	
BF Arenito	0	13	54	16	17	34	19	SC	
SFA A	2	47	38	2	12	NP	NP	SM	Arenito de origem fluvial
SFA B	3	49	36	6	6	NP	NP	SM	
SFA C	2	73	20	1	4	NP	NP	SP	
SFA 2C	0	56	41	1	2	NP	NP	SP	
SFA 1A	1	39	58	2	0	NP	NP	SP	

AG = areia grossa; AM = areia média; AF = areia fina; wl = limite de liquidez; wp = limite de plasticidade; NP = não plástico. Fonte: Bastos(1999); Fernandes (2011); Basso (2013).

A Tabela 2 apresenta os valores médios para o peso específico real dos grãos ( $\gamma_s$ ), índice de vazios ( $e$ ), e o grau de saturação ( $S$ ). Os resultados dos ensaios mostram que o peso específico real dos grãos (sólidos) variam de 26,2 a 28,5 kN/m<sup>3</sup>, porém, a grande maioria fica entre 26,3 e 26,6, fator característico de solos predominantemente arenosos próximos ao peso específico do quartzo que é 26,5 kN/m<sup>3</sup>.

A Tabela 3 apresenta os resultados do coeficiente de sorção ( $s$ ) e da perda por imersão ( $\pi_i$ ). Para os ensaios realizados, foram adotadas três condições de umidade inicial: umidade natural, pré-umedecida e seca ao ar. Em geral os resultados dos ensaios com as amostras seca ao ar,

apresentaram um coeficiente  $\pi_i$  e um coeficiente  $s$  maior do que as amostras pré-umedecidas e com umidade natural.

A Metodologia MCT apresentou uma boa relação e correspondência entre os resultados dos ensaios e o comportamento dos solos/rochas nos locais estudados, comprovando sua aplicabilidade a estes materiais.

### 5.1 Análise comparativa dos ensaios

As variáveis utilizadas para comparação estão apresentadas na Tabela 4. Os solos de BF apresentam valores altos de CTC, indicando uma maior quantidade de argilo-minerais, ou mais ativos. Os solos de SFA são aqueles que apresentam valores

menores de percentual de finos e altos valores de percentagem de areia. Isso acarreta em uma alta erodibilidade, com exceção do horizonte A, que devido a presença de raízes e matéria orgânica, foi classificado como não erodível.

Nogami e Villibor (1979) classificaram os solos como erodíveis quando a relação  $\pi/s$  era superior a 52. Já Pejon (1992), utilizou o valor limite de 40 para classificar os solos como erodíveis. De acordo com os resultados obtidos, os solos não apresentaram diferença na classificação de Pejon (1992) ou de Nogami e Villibor (1979), conforme apresentado na Tabela 4. Os solos ditos não erodíveis apresentaram na relação  $\pi/s$  valores menores que 10. E aqueles solos classificados como erodíveis apresentaram  $\pi/s$  maior que 70.

Tabela 2. Índices Físicos

SOLO	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	e	S (%)
ALG B	26,8	0,99	55,9 a 81,3
ALG C	26,6	0,97	25,3 a 60,1
RS239 BC	26,6	0,69	53,4 a 100
RS239 C	26,4	0,66	31,3 a 57,1
PT B	28,5	1,1	39,6 a 58,7
PT C	26,5	0,74	36,3 a 48,0
CD B	26,2	0,86	30,2 a 59,4
CD C	26,3	1	24,1 a 53,1
BF AB	26,3	0,92	9,0 a 75,4
BF R. Alterada	27,7	1,07	50,8 a 98,9
BF Arenito	26,6	0,72	9,1 a 78,4
SFA A	26,6	0,73	3,8 a 17,3
SFA B	26,5	0,9	10,0 a 52,7
SFA C	26,8	0,72	4,0 a 27,2
zSFA 2C	26,8	0,64	12,4 a 53,8
SFA 1ª	26,4	0,58	5,8 a 42,6

Fonte: Bastos (1999); Fernandes (2011); Basso (2013).

Tabela 3. Valores do coeficiente de sorção (s) e perda de massa por imersão ( $\pi$ ) para diferentes condições de umidade das amostras

SOLO	umidade natural (wnat)			seca ao ar (sa)			pré-umedecida (pu)		
	S	$\pi$	$\pi/s$	S	Pi	$\pi/s$	s	$\pi$	$\pi/s$
	(cm/min <sup>1/2</sup> )	(%)		(cm/min <sup>1/2</sup> )	(%)		(cm/min <sup>1/2</sup> )	(%)	
ALG B	0,054	0,8	15	0,18	1,5	8	0,006	0,3	50
ALG C	0,305	78,4	257	0,637	77	121	0,135	70,2	520
RS239 BC	0,037	6	162	2,557	81,9	32	0,002	0,5	250
RS239 C	0,149	11,2	75	0,267	40,1	150	0,004	0,9	225
PT B	0,288	0,4	1	0,399	11,6	29	0,106	0,1	1
PT C	0,386	39,9	103	0,274	85,2	311	0,351	50	142
CD B	0,173	1,6	9	0,311	38,4	123	0,127	1,6	13
CD C	0,269	40,7		0,46	71,7	156	0,084	4,4	52
BF AB	0,248	0,7	3	0,265	2,8	9	0,004	0,9	382
BF R. Alterada	0,166	3,8	24	0,454	26	61	0,003	3	983
BF Arenito	0,058	47	0	0,04	55,1	1398	0,001	31,7	36533
SFA A	0,367	0,2	0,6	0,499	0,3	0,7	0,054	1,3	24
SFA B	0,789	22,4	22	0,734	37,6	51	0,053	57,1	1089
SFA C	0,989	77,9	78	1,114	74,8	67	0,042	77	1834
SFA 2C	0,969	79	79	0,677	70,9	105	0,033	73,7	2212
SFA 1ª	0,673	85,1	85	0,802	82,6	103	0,021	59,4	2830

Fonte: Bastos(1999); Fernandes (2011), Basso (2013)

Tabela 4. Valores utilizados para análise comparativa e resultados pela metodologia MCT

SOLO	Densid. (g/cm <sup>3</sup> )	Perc. de areia (%)	Perc. de finos (%)	CTC (cmol <sub>c</sub> /dm <sup>3</sup> )	Infiltrabilidade (cm/min <sup>1/2</sup> )	pi (%)	pi/s	Erodibilidade
ALG B	2,68	37	27	5,67	0,18	0,3	1,667	Não erodível
ALGC	2,66	59	26	2,69	0,637	70,2	110,204	Erodível
RS239 BC	2,66	62	22	3,24	2,557	0,5	0,196	Não erodível
RS239 C	2,64	65	27	2,39	0,267	0,9	3,371	Não erodível
PT B	2,85	29	18	8,98	0,399	0,1	0,251	Não erodível
PT C	2,65	64	31	2,34	0,274	50	182,482	Erodível
CD B	2,62	24	21	3,1	0,311	1,6	5,145	Não erodível
CD C	2,63	41	29	6,88	0,46	4,4	9,565	Não erodível
BF AB	2,63	54	26	10,2	0,265	0,9	3,396	Não erodível
BF R. Alter.	2,77	8	41	25,1	0,454	3	6,608	Não erodível
BF Arenito	2,66	52	25	10,6	0,04	31,7	792,5	Erodível
SFA A	2,66	78	14	2,6	0,499	1,3	2,605	Não erodível
SFA B	2,65	75	19	3,2	0,734	57,1	77,793	Erodível
SFA C	2,68	87	9	1,4	1,114	77	69,120	Erodível
SFA 2C	2,68	92	6	0,9	0,677	73,7	108,863	Erodível
SFA 1 <sup>a</sup>	2,64	88	12	0,6	0,802	59,4	74,065	Erodível

Fonte: Porto (2014).

## 5.2 Relação entre as variáveis

Foram elaborados os gráficos de relação de cada uma das variáveis analisadas com os resultados do MCT para infiltrabilidade e perda de massa por imersão.

**Densidade dos grãos.** Os valores de densidade dos grãos variaram muito pouco, dificultando a análise. Esta não se mostrou uma boa variável, nem relacionada com a infiltrabilidade, nem com a perda de massa por imersão.

**Porcentagem de Areia.** A porcentagem de areia se mostrou uma boa variável para comparação. Podemos observar uma tendência, na Figura 1, de solos erodíveis apresentarem valores maiores de perda de massa por imersão para valores maiores de porcentagem de areia. Na Figura 2, para os solos classificados como erodíveis, verifica-se uma certa tendência de aumento da infiltrabilidade com a fração areia. Porém, ao analisar-se os dados dos solos erodíveis e não erodíveis nessas figuras não se percebe uma tendência.

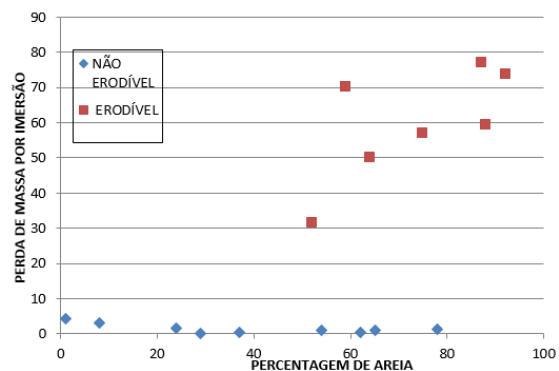


Figura 1. Gráfico de porcentagem de areia x perda de massa por imersão

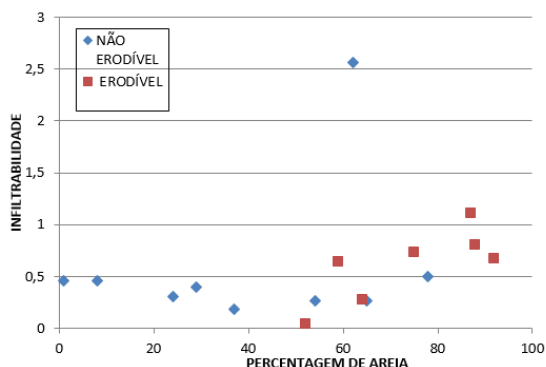


Figura 2. Gráfico de porcentagem de areia x infiltrabilidade

**Capacidade de Troca Catiônica (CTC).** Na Figura 3, observa-se que os solos



classificados como erodíveis apresentam uma tendência de diminuição da perda por imersão com o aumento da CTC. Já para os solos classificados como não erodíveis, mesmo a CTC variando entre 3 e 25  $\text{cmolc/dm}^3$ , a perda por imersão ( $\text{pi} < 10\%$ ) não foi influenciada. Ao analisar os dois grupos em conjunto (erodível e não erodível) não se verificou uma relação entre estas variáveis. Na Figura 4, aparentemente a infiltrabilidade apresenta uma tendência de redução com o aumento da CTC para os dois grupos de solos, sendo que para os solos erodíveis esta tendência é mais acentuada.

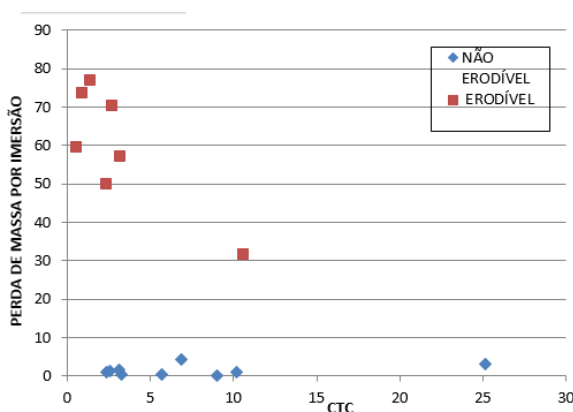


Figura 3. Capacidade de troca catiônica x perda de massa por imersão

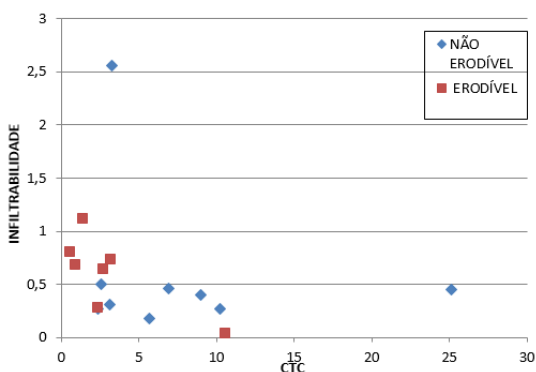


Figura 4. Capacidade de troca catiônica x infiltrabilidade

**Percentual de finos.** O percentual de finos analisado em conjunto com a perda de massa por imersão, na Figura 5, apresentou

uma tendência das amostras de solos erodíveis com um percentual de finos maior terem uma perda por imersão menor. Já para os solos não erodíveis, a porcentagem de finos variou de 15% a 40%, e não influenciou na perda por imersão ( $\text{pi} < 10\%$ ). E na Figura 6, onde temos a relação com a infiltrabilidade, o percentual de finos mostrou que para ambos os grupos de solos, há uma tendência de redução da infiltrabilidade com o aumento do teor de finos.

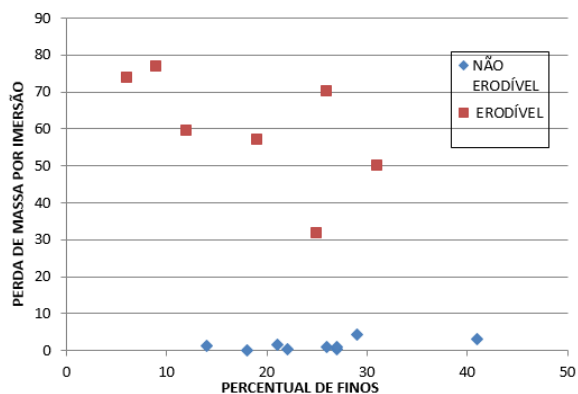


Figura 5. Percentual de finos x perda de massa por imersão

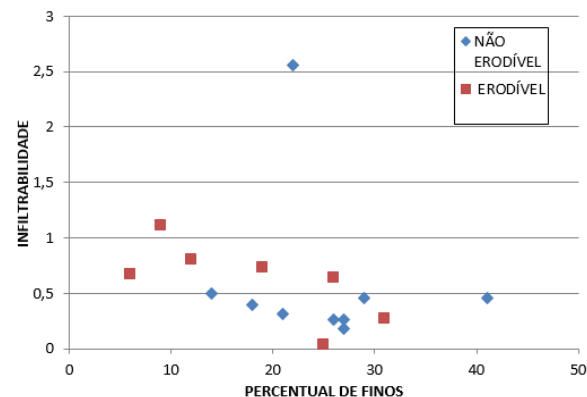


Figura 6. Percentual de finos x infiltrabilidade

O percentual de areia se mostrou uma boa variável para as relações. Todos os solos que foram classificados como erodíveis, tiveram  $\text{pi} > 50$  e apresentaram percentual de areia superior a 50%. Mas

não podemos afirmar que todo o solo que possui percentual de areia superior a 50% poderá ser erodível. Um valor que destoou dessa análise foi a amostra de SFA, horizonte A, que apesar de possuir 78% de areia, teve um  $\pi = 1,3\%$ , o que acabou classificando o solo como não erodível. Uma explicação para esse comportamento é a presença de raízes e matéria orgânica, o que acaba tornando o solo bem mais resistente à erosão.

Os solos da RS 239 BC e C e o solo de BF AB apresentaram 62%, 65% e 54% de areia respectivamente e  $\pi$  0,5%, 0,9% e 0,9%. Este comportamento levou a classifica-los como solos não erodíveis. No caso das amostras da RS 239, o solo se mostrou não erodível provavelmente devido à cimentação que ele possui, herdada do arenito. Já no caso de BF, a não erodibilidade se deve ao fato do solo possuir presença de matéria orgânica, raízes e óxido de ferro, que tendem a estabilizar os agregados.

A capacidade de troca catiônica também não apresentou bons resultados. Em geral, solos erodíveis apresentaram valores de CTC baixo, justamente por possuírem pouco argilominerais em sua composição. O único solo que apresentou erodibilidade e um alto teor de CTC foi o solo de Arenito de Buraco Fundo.

Podemos dizer que quanto menor a presença de finos, o solo tende a ser erodível. Em média, solos com comportamento erodível, tiveram percentual de finos entre 6% e 20%. As três amostras que foram classificadas como erodíveis e apresentaram maiores valores de percentual de finos, foram ALG C, PT C e BF Arenito com: 26%, 31% e 25% respectivamente.

Em quase todas as relações a infiltrabilidade não se mostrou uma boa variável, não ajudando a classificar os

materiais em erodíveis ou não. Os solos que apresentaram maiores coeficientes de sorção da RS 239 BC e de SFA C, com  $s = 2,557 \text{ cm/min}^{1/2}$  e  $s = 1,114 \text{ cm/min}^{1/2}$  respectivamente, foram classificados de maneira diferente, sendo o da Região Metropolitana de Porto Alegre classificado como não erodível. E quando analisadas em conjunto com as outras variáveis, a infiltrabilidade não teve boa relação com a percentagem de finos e a CTC.

Os dois solos que apresentaram os menores valores de infiltrabilidade com  $s = 0,04 \text{ cm/min}^{1/2}$  para BF Arenito e  $s = 0,18 \text{ cm/min}^{1/2}$  para ALG B, também foram classificados de maneira diferentes, erodível e não erodível respectivamente.

O coeficiente  $\pi$ , que mostra a perda de massa por imersão, ajudou a separar todas variáveis – os solos classificados como não erodíveis apresentaram valores inferiores a 5%, enquanto os que foram classificados como erodíveis tiveram  $\pi$  maiores que 30. Quando analisado junto com as outras variáveis, a percentagem de areia foi com a qual melhor se relacionou, apontando uma tendência de valores mais altos de percentagem de areia quando há valores maiores de  $\pi$ .

### 5.3 Análise estatística

A correlação indica a força da relação linear entre duas variáveis, valores entre 1 e -1, sendo os valores mais próximos de 0 aqueles com correlações mais fracas e aqueles próximos de 1 e -1, aqueles que apresentam boas correlações.

Como as correlações de interesse são aquelas com os resultados da metodologia MCT, na tentativa de fazer as correlações, foram tiradas algumas amostras de solos, que apresentavam ou valores muito altos ou muito baixos.

Quando foi retirada a amostra de solo da RS 239 BC, que apresentou o maior valor de infiltrabilidade, encontramos as seguintes correlações apresentadas no Tabela 5. Além de apresentar uma correlação boa entre a perda de massa por imersão e o percentual de areia, nesta

correlação o percentual de areia também se relaciona bem com a infiltrabilidade e a CTC; e o percentual de finos se relaciona bem com a infiltrabilidade, com a perda de massa por imersão e a CTC.

Tabela 5. Correlações entre as variáveis de estudo, excluindo a amostra RS 239 C.

	Densidade dos grãos	P. Areia	P. Finos	CTC	Infiltrab.	pi
Densidade dos grãos	1.000	-0.417	0.075	0.511	0.019	-0.181
P. Areia	-0.417	1.000	-0.733	-0.744	0.571	0.701
P. Finos	0.075	-0.733	1.000	0.683	-0.599	-0.500
CTC	0.511	-0.744	0.683	1.000	-0.348	-0.474
Infiltrab.	0.019	0.571	-0.599	-0.348	1.000	0.687
pi	-0.181	0.701	-0.500	-0.474	0.687	1.000

## 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os estudos da erodibilidade dos solos e do potencial de risco à erosão exigem o conhecimento detalhado das características do solo, das suas propriedades físicas e químicas. Com base em alguns autores como Nogami e Villibor (1979), Pejon e Silveira (2007) e Bastos (1999), observamos alguns ensaios realizados para se prever o comportamento do solo e classificá-lo como erodível ou não. Afim de facilitar esta previsão, correlacionou-se os índices físicos e químicos dos solos com os resultados obtidos pela metodologia MCT, por meio de análises estatísticas visando possíveis tendências para prever o comportamento do solo frente à erodibilidade, a partir de uma metodologia simples e rápida.

Foram analisadas dezesseis amostras, de origens diferentes: oito da Região Metropolitana de Porto Alegre, três da região de Santa Maria e cinco da região de São Francisco de Assis. As seguintes propriedades foram relacionadas:

densidade dos grãos, percentagem de areia, CTC, percentual de finos, perda de massa por imersão e infiltrabilidade. O número de amostras que foram analisadas é muito baixo, tornando a visualização de um resultado significativo mais difícil. Porém foi possível observar algumas tendências no comportamento dos solos.

Foi observado que quando o percentual de finos do solo era maior, o coeficiente da perda de massa por imersão e o coeficiente de sorção apresentavam valores menores. A relação que mais se destacou foi o coeficiente da perda de massa por imersão com o percentual de areia. Esta análise nos indicou que quanto maior a perda de massa de um solo, maior é seu percentual de areia.

Descobrir se um solo é erodível ou não é determinante não só para a engenharia, mas também para agricultura e o meio ambiente. A análise estatística das propriedades dos solos pode ser de grande utilidade, porém é necessário realizar esse estudo com um maior número de amostras, e talvez avaliar a relação da erodibilidade

com outras propriedades para quem sabe um dia, conseguir melhor prever o comportamento dos solos.

## 7. REFERÊNCIAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez.** Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade.** Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181: Solo – Análise granulométrica.** Rio de Janeiro, 1984.

BASSO, L. **Estudo da erodibilidade de solos e rochas sedimentares de uma voçoroca na cidade de São Francisco de Assis, RS.** Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2013.

BASTOS, C.A.B. **Estudo geotécnico sobre a erodibilidade de solos residuais não saturados.** 1999. 251f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1999.

FERNANDES, J. A. **Estudo da erodibilidade de solos e rochas de uma voçoroca em São Valentim, RS.** 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia

Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2011.

MACIEL FILHO, C.L.; NUMMER A. V. **Introdução à geologia de engenharia.** 4ª ed. Santa Maria: UFSM, 2011.

NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. Soil characterization of mapping units for highway purposes in a tropical area. **Bulletin of International Association of Engineering Geology**, Krefeld, 1979.

NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. Nova metodologia (MCT) de estudos geotécnicos e suas aplicações em rodovias vicinais. In: SENAVI. 1., 1988, São Paulo. **Anais...** São Paulo: 1988.

NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos.** São Paulo: Ed. Villibor, 1995.

PEJON O.J. **Mapeamento geotécnico da folha de Piracicaba-SP (Escala 1:100,000): aspetos metodológicos, de caracterização e de apresentação dos atributos.** Ph.D., Universidade de São Paulo, Brasil, 1992.

PEJON O. J.; SILVEIRA L. L. L. **Index properties to predict erodibility of tropical soil.** Bull Eng Geol Environ 66: 225 – 236, 2007.

PORTO, E. Z. **Avaliação da erodibilidade do solo através de ensaios físico/químicos e da metodologia MCT.** Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil): Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2014.

SILVEIRA, L.L.L. **Avaliação dos principais fatores intervenientes na erodibilidade dos solos.** In: CONGRESSO

BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE  
ENGENHARIA E AMBIENTAL, 10.,  
2002, Ouro Preto. **Anais...** Ouro Preto:  
Associação Brasileira de Mecânica dos  
Solos e Engenharia Geotécnica, 2002.

## UM ESTUDO DO DESEMPENHO DA GEOCÉLULA QUANDO UTILIZADA EM SOLOS GRANULARES

**Gustavo Dias Miguel**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil da Universidade de Passo Fundo

112893@upf.br

**Márcio Felipe Floss, Dr.**

Professor/Pesquisador do curso de Engenharia Civil da Universidade de Passo Fundo

marciofloss@upf.br

**Resumo.** *A utilização da geocélula mantém-se até o momento um tanto quanto restrita, esta que possui as mais diversas funções vem sendo utilizada quase que exclusivamente como metodologia de contenção. Afim de tornar corriqueiro sua aplicação, por meio de um estudo experimental busca-se um melhor entendimento do comportamento deste geossintético quando empregue em solos granulares. Foram realizados ensaios de prova de carga em uma caixa de acomodação confeccionada para este estudo, seu preenchimento foi realizado com areia proveniente de uma jazida localizada no município de Osório sendo estes reforçados ou não com geocélula. A análise levou em conta as curvas carga-recalque obtidas bem como a resposta de células de tensão total utilizadas no interior do solo. A aplicação de carga no centro de uma das células resultou em um aumento da capacidade de carga de 91% além disso, em uma redução de 87% dos recalques ocorridos.*

**Palavras-chave:** *Geocélula. Reforço de Solo. Aumento da Capacidade de carga.*

### 1. INTRODUÇÃO

Ao passar dos anos novas técnicas para melhoria da capacidade de carga dos solos foram desenvolvidas, em sua grande maioria envolviam reforços planares que por um dado momento obtiveram expressivos resultados onde aplicados. No entanto, a crescente solicitação das construções por solos competentes fez com que houvesse a necessidade da criação de reforços tridimensionais. Um exemplo disto passa pela criação da geocélula que, com seu formato tridimensional em formato de colmeia, teve suas primeiras utilizações e estudos na década de 70 (Rea & Mitchell, 1978; Mitchell *et al.*, 1979).

Um dos principais benefícios gerados por este geossintético trata-se do efeito confinamento gerado por este quando aplicado a solos granulares, ocasionando desta forma uma coesão fictícia a este tipo de solo (Avesani & Bueno, 2010). Variados testes envolvendo a geocélula foram realizados afim de determinar as características que extraíssem os melhores resultados deste reforço nestes é possível mencionar Rea & Mitchell (1978); Mandal & Gupta (1994); Rajagopal *et al.* (1999); Dash *et al.* (2001); Dash *et al.* (2003) os quais contribuíram de forma significativa para utilização deste.

O atual estudo ter por objetivo obter um melhor entendimento da utilização da

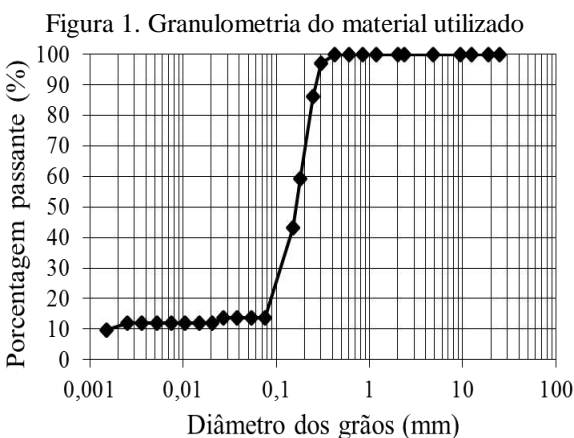


geocélula em solos granulares, mais especificamente quando utilizado em conjunto com o solo granular proveniente da jazida do município de Osório/RS e desta forma, fazer com que a utilização deste geossintético se popularize na região sul do Brasil.

## 2. ESTUDO EXPERIMENTAL

### 2.1 Materiais

**Material de preenchimento.** Para este estudo confeccionou-se uma caixa de acomodação a qual teve seu preenchimento, bem como o preenchimento das geocélulas utilizadas, com uma areia fina bem graduada proveniente da jazida localizada no município de Osório/RS. A granulometria do material utilizado pode ser observada na Figura 1. O tamanho médio dos grãos ( $d_{50}$ ) para esta areia é de 0,160 mm. O índice de vazios mínimo e máximo são respectivamente, 0,702 e 0,913. Vendruscolo (2003) realizou uma série de ensaios triaxiais e determinou que, para o caso da areia proveniente de Osório, esta teria um ângulo de atrito interno de pico em torno de  $36^\circ$ . Por fim, Donato (2007) realizou uma série de ensaios e chegou a um peso específico real dos grãos deste material de  $26,3 \text{ kN/m}^3$ .

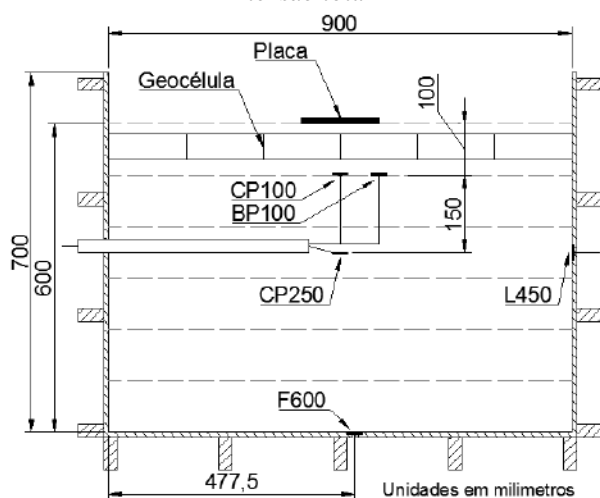


**Geocélula.** O geossintético utilizado como reforço trata-se de uma geocélula manufaturada, que tem como principal

componente o polipropileno. As conexões entre células são realizadas por meio de costura formando assim, algo muito similar a uma colmeia. Além disto, a geocélula possui uma altura de 50 mm, e cada uma das células tem como largura e comprimento 270 mm conseqüentemente, uma área de  $72900 \text{ mm}^2$ . Suas superfícies são lisas, sem qualquer textura ou perfurações e possuem uma espessura de 1,8 mm. O catálogo do fabricante informa uma resistência transversal dos nós de ligação entre células de 900 N.

**Células de tensão total.** Para o desenvolvimento dos ensaios foram instaladas cinco células de tensão total, para que então, posteriormente pudesse ser realizada uma análise da influência da geocélula no desenvolvimento de tensões no interior do solo. Estas foram conectadas a uma placa de aquisição de dados A/D e posteriormente a um computador para que ocorressem as leituras. Optou-se pelo uso de células do tipo hidráulicas onde segundo Clayton e Bica (1993) e Donato (2007) estas possuem uma melhor resposta ao carregamento. Determinado o tipo de célula, dois modelos então foram utilizados sendo estas, células de tensão total internas ou de contato com capacidades variando entre 500 até 1000 kPa dependendo do modelo. A Figura 2 apresenta o local de instalação de cada uma das células bem como a nomenclatura designada a cada uma destas, afim de complementar a explanação a Tabela 1 descreve os locais de instalação.

Figura 2. Localização e nomenclatura das células de tensão total



Nome	Descrição
CP100	Centro da placa a 100mm de profundidade
BP100	Borda da placa a 100mm de profundidade
CP250	Centro da placa a 250mm de profundidade
F600	Fundo da caixa a 600mm de profundidade
L450	Lateral da caixa a 450mm distante da placa

Tabela 1. Descrição dos locais de instalação

## 2.2 Métodos

Quatro provas de carga foram realizadas em uma caixa de acomodação confeccionada exclusivamente para este estudo, com suas dimensões sendo as seguintes 700 mm x 900 mm x 900 mm como pode ser visto na Figura 2. Anterior ao preenchimento da caixa, realizou-se a mistura do material com água de abastecimento público para que então se atingisse uma umidade de 10%. No momento de moldagem uma densidade relativa de 50% foi adotada para realização dos ensaios.

A metodologia de preenchimento se deu através de seis camadas (cada uma delas com 100 mm de altura) para que se garantisse a densidade desejada, a Figura 2 por meio de linhas tracejadas demonstra cada uma das

camadas. Durante a confecção das camadas foi possível colorir o intervalo entre camadas para que posteriormente fosse possível a realização de uma exumação de cada um dos moldes e assim, analisar o tipo de ruptura desenvolvida. Outra maneira de se garantir a densidade desejada, foi através do cálculo e medição da massa necessária para o preenchimento de cada camada. Após o preenchimento, a compactação se deu manualmente até que se atingisse a espessura desejada para a camada.

Para um melhor entendimento dos benefícios gerados com o emprego da geocélula, realizaram-se ensaios com e sem reforço para posterior comparação entre si. No caso dos ensaios em que utilizavam o reforço, este foi alocado na última camada de preenchimento da caixa de acomodação, o que vai de encontro ao já afirmado por Dash *et al.* (2001) o qual menciona que para um melhor desempenho deste geossintético é recomendável que se mantenha uma relação  $u/B$  próxima a 0,1 assim, apenas uma fina camada de 20 mm foi mantida sobre a geocélula para evitar o contato direto entre placa e reforço. Durante o processo de confecção da última camada a geocélula é pré-instalada com posterior preenchimento em seu interior e entorno simultaneamente.

Representando uma fundação superficial utilizou-se uma placa contendo 150 mm de diâmetro e espessura de 14,05 mm. As dimensões da placa forem escolhidas de modo que esta permanecesse exatamente no centro de uma das células evitando quaisquer contatos entre a placa e as paredes da geocélula. Estas dimensões também evitam que, tensões decorrentes do carregamento, venham a se propagar até as paredes da caixa de acomodação impedindo assim qualquer efeito de confinamento por parte desta.

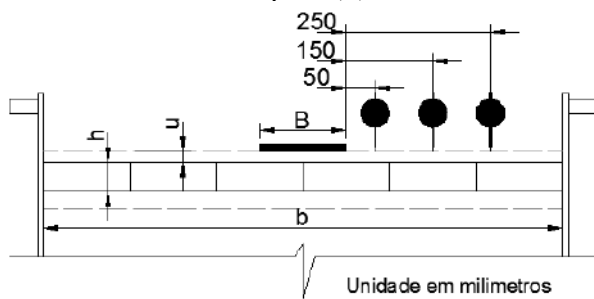
Um macaco hidráulico com bomba acoplada ao pistão foi utilizado para aplicação das cargas, onde este teve como sistema de

reação um pórtico metálico. A leitura das cargas aplicadas se deu através de uma célula de carga, sobre esta uma esfera metálica foi posicionada a fim de evitar que momentos indesejáveis viessem a ser transmitidos a placa. Os carregamentos foram realizados em pequenos incrementos, sendo estes mantidos constantes até a estabilização do recalque. Sobre a placa, duas régua resistivas uma oposta a outra, monitoravam o desenvolvimento dos recalques.

A movimentação ao entorno da placa também foi monitorada por meio de três defletômetros digitais, sendo estes localizados respectivamente a 50 mm, 150 mm e 250 mm distante da borda da placa (Figura 3). Os ensaios tiveram como método de paralisação 25 mm de recalque ou então o dobro da carga de ruptura calculada.

Os parâmetros geométricos envolvidos nestes ensaios são ilustrados através da Figura 3, enquanto que a Tabela 2 aborda os detalhes de cada um dos modelos de ensaios. Este estudo tem como base os já desenvolvidos por Dash *et al.* (2001) e Dash *et al.* (2003).

Figura 3. Parâmetros geométricos: altura da camada de geocélula ( $h$ ); largura do colchão de geocélula ( $b$ ); profundidade de disposição da geocélula ( $u$ ); diâmetro da placa ( $B$ )



Além das curvas carga-recalque e deformações desenvolvidas na superfície, o presente estudo buscou mensurar os níveis de tensões no interior do solo por meio de células de tensão total. Os testes foram repetidos duas vezes cada a fim de verificar a consistência nos dados obtidos.

Teste tipo	Detalhes	
A	Teste sem a utilização de reforço, com a densidade fixa em 50% e umidade em 10%	
B	Local de aplicação de carga:	Centro de uma das células
	Constantes adotadas:	$h/B = 0,33$ ; $b/B = 6$ ; $u/B = 0,13$ ; Material da geocélula - polipropileno; DR = 50%; U = 10%; Geocélula padrão diamante

Tabela 2. Detalhes dos ensaios

### 3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados obtidos possibilitaram uma análise de quatro aspectos distintos, sendo um destes a determinação do *Fator de melhora da capacidade (If)* obtido entre a razão da tensão aplicada ao solo com reforço com a tensão aplicada ao solo sem a utilização de reforço. De forma similar ao fator acima mencionado, realizou-se uma verificação da possível redução do desenvolvimento de recalques quando utilizado a geocélula, este se deu através de um fator denominado como *Porcentagem de redução no deslocamento da sapata (PRS)*.

Outra análise realizada leva em conta a resposta dos três defletômetros instalados ao entorno da placa, onde é possível determinar o envolvimento de todo o solo durante a execução de cada um dos testes mencionados.

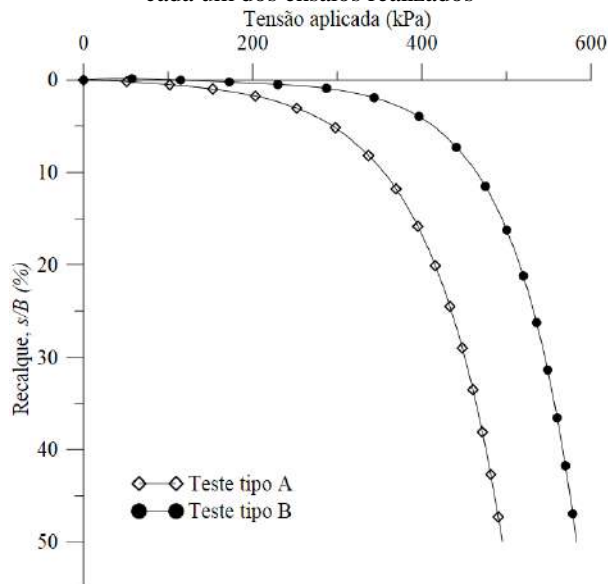
Por fim, como quarto e último aspecto, é realizada a interpretação da resposta de cada uma das células de tensão total instaladas no interior do solo, afim de determinar como se desenvolvem as tensões quando utilizado ou não o reforço com geocélula.

Nos casos em que envolvem a apresentação de resultados referente aos recalques ( $s$ ) desenvolvidos e movimentações ao entorno da placa ( $\delta$ , rebaixamento / levantamento), estes são expressos de forma

adimensional sendo normalizados por meio do diâmetro da placa,  $s/B$  (%) e  $\delta/B$  (%).

Típicas curvas de ensaios de prova de carga podem ser observadas na Figura 4. Em uma análise preliminar é possível verificar que os testes aqueles em que tiveram a inclusão da geocélula como reforço, próximo a um recalque de 15% da largura da placa, estes tiveram um aumento da capacidade de carga cerca de 1,28 vezes quando comparados àqueles em que não possuíam o reforço. Além disto, quando se tratando dos testes em somente areia, é nítido a ocorrência da falha no solo com uma queda brusca da curva já próximo a um recalque de 5% da largura da placa. O mesmo não ocorre quando utilizada a geocélula, que tem o desenvolvimento dos recalques bem mais lento e a curva que representa este tipo de ensaio tem seus contornos bem mais suaves.

Figura 4. Curvas tensão x Recalque normalizado para cada um dos ensaios realizados



Esta visível melhora de comportamento inicia quando a geocélula garante ao solo onde aplicada uma enorme ancoragem, fazendo com que a área carregada se expanda e, com isto, uma maior resistência de interface entre grãos e passiva é desenvolvida. Também, é

devido ao efeito de confinamento gerado pelas células, que faz com que ocorra uma redução nos recalques desenvolvidos.

Após o encerramento de cada um dos testes, foram realizadas exumações em cada um dos moldes afim de poder observar como se decorreu o mecanismo de ruptura. Nos ensaios em que utilizaram reforço rupturas catastróficas não são observadas, além disto houve uma redução pela metade da espessura das trincas desenvolvidas na superfície. As Figuras 5 e 6 exibem, através de linhas, a movimentação do solo para cada uma das variações de testes.

Figura 5. Exumação do molde, teste tipo A

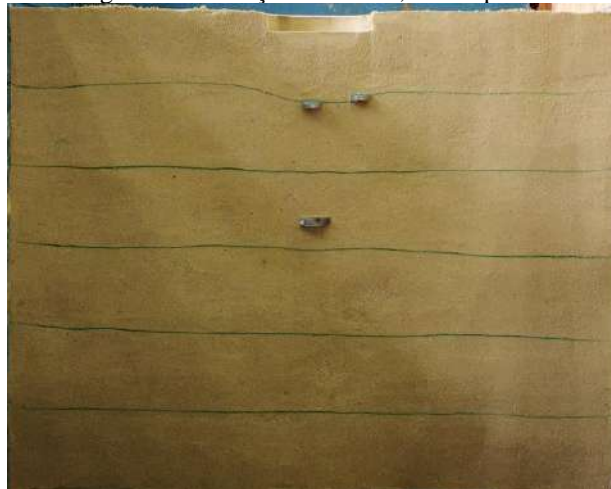


Figura 6. Exumação do molde, teste tipo B



A Tabela 3 apresenta a variação do fator de melhora da capacidade para os ensaios àqueles que possuíam a inclusão da geocélula. Valores superiores a unidade, representam um ganho de capacidade de carga do molde quando comparado àqueles que não possuíam o reforço.

Teste tipo	Fator de melhora da capacidade ( $I_f$ )							
	$(s/B)$							
	1%	3%	5%	10%	15%	20%	30%	40%
B	1,91	1,50	1,40	1,31	1,27	1,24	1,21	1,19

Tabela 3. Variação do fator de melhora da capacidade ( $I_f$ )

Uma melhora da capacidade de carga de 91% é observada logo a um recalque de 1% da largura da placa, no entanto, esta melhora decresce ao passo em que se desenvolvem os recalques, chegando a apenas 19% a um recalque de 40% da largura da placa. Esta queda de melhora da capacidade pode ser justificada levando-se em conta a altura da geocélula, 50 mm, onde o efeito de confinamento gerado por esta tende a reduzir conforme a placa adentra no solo. Dash *et al.* (2001) sugere que, para um melhor aproveitamento do desempenho da geocélula, uma razão  $h/B$  variando entre 2,75 a 3,14 deve ser garantida, prolongando-se assim o efeito confinamento gerado. Neste estudo a razão  $h/B$  utilizada foi de 0,33.

Decorrente de um aumento da capacidade de carga, ocorre em concomitância uma redução dos recalques desenvolvidos abaixo da placa quando utilizado a geocélula. A Tabela 4 apresenta a redução do deslocamento da placa através do fator conhecido como  $PRS$ , nesta foram definidas tensões para que se realizasse a comparação com os moldes que não possuíam reforço. Uma redução de aproximadamente 87% dos recalques é observada a baixas tensões, esta se mantém estável com uma pequena variação conforme é acrescido o carregamento. Com isto, é possível afirmar que a geocélula não só

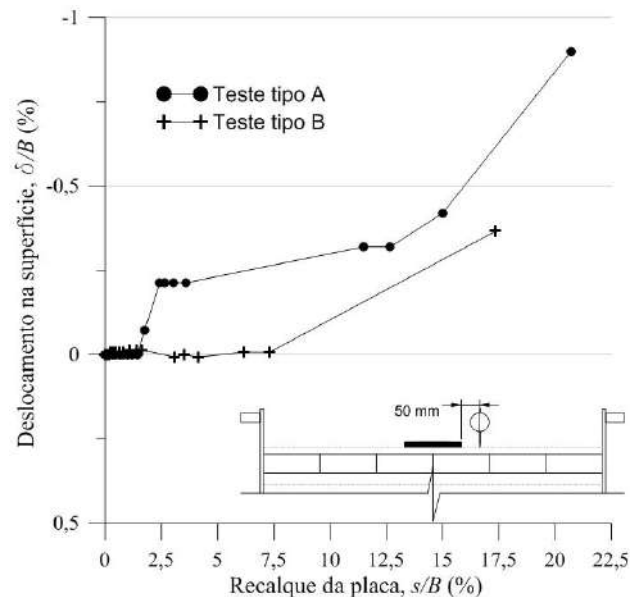
contribui com o aumento da capacidade de carga, mas também, com uma significativa redução dos recalques.

Teste tipo	Percentagem de redução no deslocamento da sapata ( $PRS$ )					
	kPa 100	kPa 150	kPa 200	kPa 250	kPa 300	kPa 350
B	86,88 %	85,42 %	83,79 %	81,98 %	79,98 %	77,74 %

Tabela 4. Redução dos recalques desenvolvidos para definidas tensões

O comportamento do solo ao entorno da placa é mostrado nas Figuras 7 a 9, estas exibem a resposta de cada um dos defletômetros instalados a 50 mm, 150 mm e 250 mm de distância da borda da placa. Sendo que, o sinal negativo indica o levantamento do solo enquanto que, o positivo, o rebaixamento.

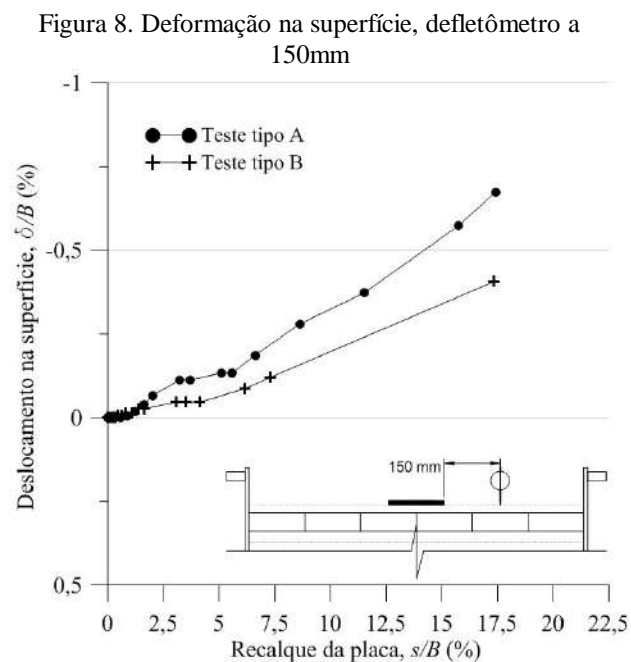
Figura 7. Deformação na superfície, defletômetro a 50mm



No caso do defletômetro localizado a 50 mm da borda da placa, quando não utilizado o reforço de geocélula é possível verificar um levantamento precoce do solo logo a um recalque de 1,25% do diâmetro da placa, o que já não ocorre na existência do reforço, onde um levantamento mais brando só ocorre

a um recalque cerca de 6 vezes maior ao anterior mencionado. Isto posto, fica nítido o claro comportamento da geocélula em tentar conter as deformações laterais.

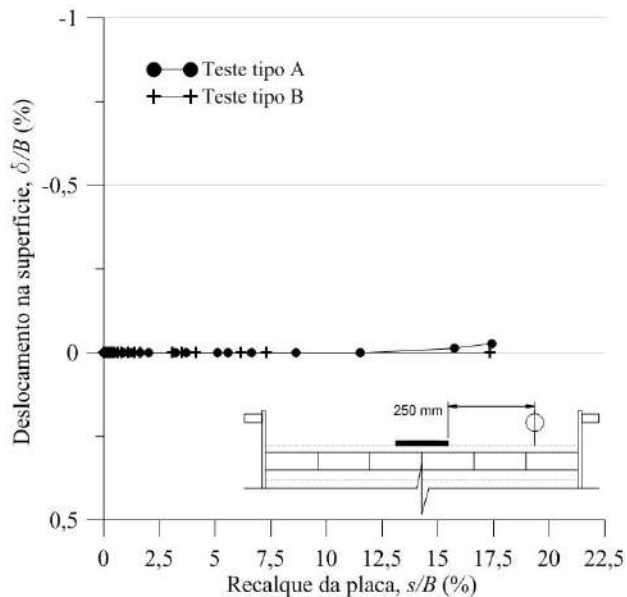
Quando se tratando do defletômetro localizado a 150 mm de distância da borda da placa o comportamento é similar, com uma contenção por parte da geocélula dos deslocamentos desenvolvidos. É possível também observar, que com o distanciamento da placa há uma redução na intensidade dos levantamentos.



As leituras realizadas com maior distância da borda da placa, ou seja, 250 mm, reforçam a ideia de contenção por parte da geocélula pois, enquanto este último defletômetro manteve-se sem se movimentar nos casos em que se utilizou a geocélula, nos demais ocorrem levantamentos próximos a ruptura do solo mesmo à maior distância.

Outro aspecto interessante a se destacar que, mesmo com a utilização da geocélula, apenas levantamentos ao entorno da placa foram apurados.

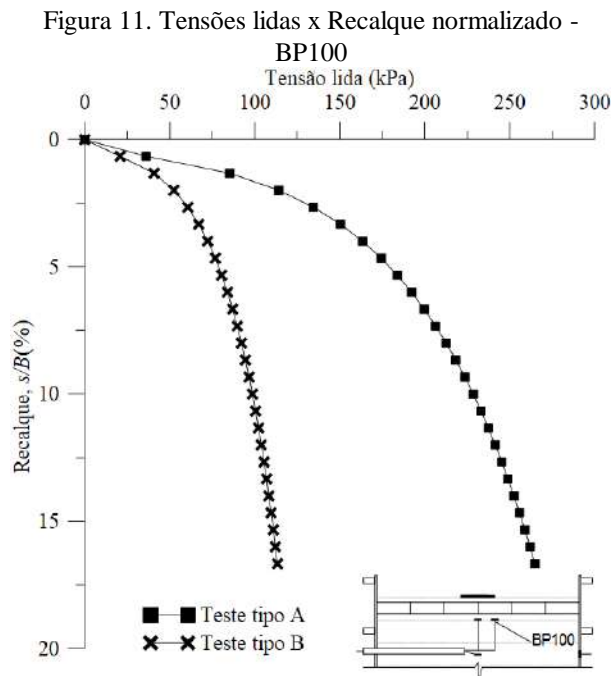
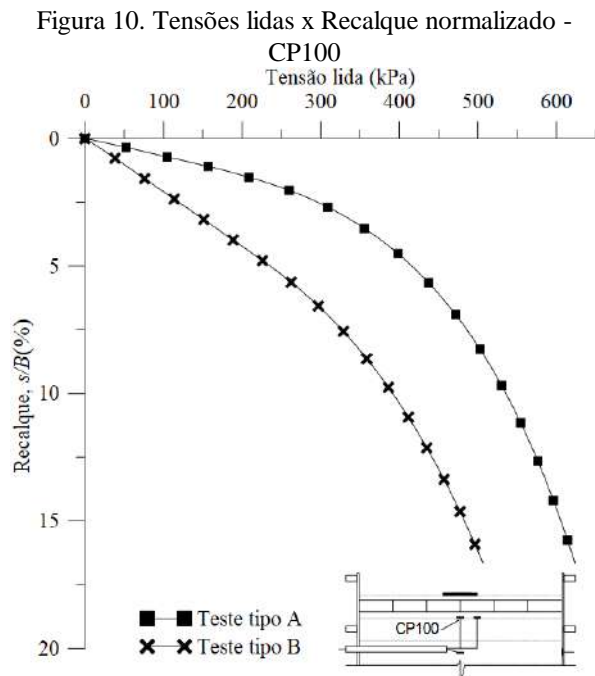
Figura 9. Deformação na superfície, defletômetro a 250mm



Como último aspecto, são analisadas as respostas das células de tensão total instaladas no interior do solo para então se conhecer o comportamento das tensões com o uso da geocélula.

Os resultados obtidos são mostrados nas Figuras 10 a 12, no entanto, são apresentados apenas o resultado de três das cinco células de tensão total utilizadas. As duas células de tensão total que não serão aqui abordadas tratam-se de transdutores classificadas como células de contato, as quais (como exibido na Figura 2) estão localizadas respectivamente em uma das paredes da caixa de acomodação e no fundo da mesma, estas não terão seus resultados expostos devido a não registrarem nenhuma variação de tensões. Anterior a realização dos ensaios tomou-se o cuidado para que se confeccionasse uma caixa que atendesse uma distância mínima entre a borda placa e as extremidades da caixa de  $2,5B$ , portanto, como era de se esperar, não houve resposta por parte das células de contato.





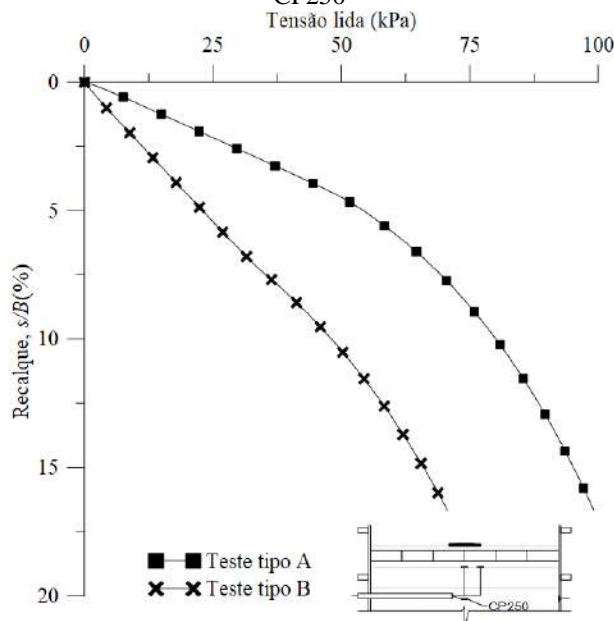
A Figura 10 apresenta uma interessante resposta por parte da célula denominada CP100, onde apesar dos ensaios que utilizaram geocélula receberem um maior carregamento comparado àqueles que não tiveram sua utilização, a inclusão da geocélula fez com que ocorresse uma redução nos níveis de tensões a 100 mm de profundidade no eixo central da placa.

Fato este que se mantém da mesma forma quando analisada a célula BP100 (Figura 11). Quando utilizado o reforço, a célula localizada na borda da placa a 100 mm de profundidade apresenta uma redução nos níveis de tensões lidos, chegando a cerca de 3,3 vezes menos quando comparado aos ensaios quem não possuíam o reforço. Demonstrando que com a utilização da geocélula, a maior parte das tensões desenvolvidas acaba sendo dissipada através do reforço, sem atingir o solo de fundação.

A Figura 12 só vem reafirmar o anteriormente mencionado. Ao analisarmos a célula localizada a 250 mm de profundidade e no eixo central da placa, é possível observar que os ensaios os quais não utilizaram o reforço mantiveram-se tendo um maior nível de tensões mesmo a uma maior distância da superfície. Em ambos casos, ensaios reforçados e não-reforçados, é possível observar a formação de um bulbo de tensões, onde há uma distribuição próxima a superfície e, conforme a profundidade, uma redução no nível de tensões.

Quando comparados os dois tipos de ensaios, a principal diferença entre um e outro passa a ser a dimensão deste bulbo de tensões onde, quando utilizado a geocélula, este bulbo passa a ter uma menor intensidade e consequentemente, uma melhor dissipação.

Figura 12. Tensões lidas x Recalque normalizado - CP250



#### 4. CONCLUSÕES

Este estudo apresenta os resultados obtidos de provas de carga em solo granular realizados em laboratório sendo estes, reforçados ou não com geocélulas confeccionadas em polipropileno. Abaixo são apresentadas as principais respostas obtidas destes:

- 1- Em resposta aos ensaios realizados, ao aplicar um carregamento no centro de uma das células da geocélula, obteve-se um aumento da capacidade de suporte de 91% comparado ao solo que não possuía reforço. Além disto, uma redução de 87% dos recalques abaixo da placa. No entanto, para que este ganho se mantenha estável, é importante garantir uma altura mínima da geocélula onde, segundo Dash *et al.* (2001), esta deve possuir uma razão  $h/B$  variando entre 2,75 e 3,14.
- 2- Uma redução da movimentação do solo ao entorno da placa é observada

quando utilizada a geocélula. Os rebaixamentos / levantamentos se mantiveram estáveis devido ao efeito de confinamento minimizando assim, o deslocamento lateral do solo.

- 3- A inclusão da geocélula fez com que ocorresse uma redução nos níveis de tensões no interior do solo (bulbos de tensões de menor intensidade), podendo chegar a 3,3 vezes menos quando comparado aos ensaios que não possuíam o reforço. Demonstrando que com a utilização da geocélula, a maior parte das tensões desenvolvidas acaba sendo dissipada através do reforço, sem atingir o solo de fundação.

- 4- O uso da geocélula contribuiu com a mudança do tipo de ruptura observada, rupturas não-catastróficas são constatadas após a inclusão do reforço. Somado a isto, a aplicação da geocélula possibilitou na redução pela metade das trincas desenvolvidas na superfície do solo.

#### 5. REFERÊNCIAS

- AVESANI NETO, J. O.; BUENO, B. de S. 2010. Capacidade de carga de solos reforçados com geocélulas. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 15, 2010, Gramado. **Anais...** Gramado: ABMS, 2010.
- CLAYTON, C. R. I., BICA, A. V. D., 1993. The design of diaphragm-type boundary total stress cells. **Geotechnique**, v. 43, n. 4, p. 523-535.
- DASH, S. K., KRISHNASWAMY, N. R., RAJAGOPAL, K., 2001. Bearing capacity of strip footings supported on geocell-reinforced

sand. **Geotextiles and Geomembranes** 19  
(2001), 235-256.

DASH, S. K., SIREESH, S., SITHARAM, T. G., 2003. Behaviour of geocell-reinforced sand beds under circular footing. **Ground Improvement** (2003) 7, No. 3, 111-115.

DONATO, M., 2007. **Medidas diretas de tensão em solo reforçado com fibras de polipropileno.** Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

MANDAL, J. N., GUPTA, P., 1994. Stability of geocell-reinforced soil. **Construction and Building Materials**, Vol. 8, No. 1.

MITCHELL, J. K.; KAO, T. C.; KAVAZANJIAM JR. E. 1979. Analysis of grid cell reinforced pavement bases. Technical Report No. GL-79-8, **US Army Engineers Waterways Experiment Station.**

RAJAGOPAL, K., KRISHNASWAMY, N. R., LATHA, G. M., 1999. Behavior of sand confined with single and multiple geocells. **Geotextiles and Geomembranes**, 17, 171-184.

REA, C.; MITCHELL, J. K. 1978. Sand reinforcement using paper grid cells, Reprint 3130, ASCE spring convention and exhibit. **Proceedings...** Pittsburg, PA, pp. 24-28.

VENDRUSCOLO, M. A., 2003. **Estudo do comportamento de materiais compósitos fibrosos para aplicação como reforço de base de fundações superficiais.** Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

## RECICLAGEM DE RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO CIVIL E DEMOLIÇÃO (RCC&D): PROPOSTA DE UTILIZAÇÃO ALTERNATIVA À EXTRAÇÃO MINERAL NA MANUTENÇÃO DE VIAS VICINAIS

### Fabício Pereira Pellissari

Engenheiro de Minas, Mestrando do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas,  
Materiais e Metalurgia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
fabricioufrgs@gmail.com

### Fernando Alves Cantini Cardozo

Engenheiro de Minas, Mestre e Doutorando do Programa de Pós-Graduação em Engenharia  
de Minas, Materiais e Metalurgia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
fernando.cantini3@hotmail.com

### Rodrigo de Lemos Peroni

Engenheiro de Minas, Doutor e Professor Adjunto do Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia de Minas, Materiais e Metalurgia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
peroni@ufrgs.br

**Resumo.** *Um grande problema enfrentado por diversos municípios brasileiros é a manutenção de estradas vicinais. Estas, que deveriam ser de fácil manutenção por serem vias não pavimentadas e de baixo fluxo de veículos, tornam-se um problema para diversos municípios brasileiros. Os problemas com a manutenção começam pela escassez e custo cada vez mais elevado de agregados necessários à construção e manutenção, como para base e revestimento. Estes materiais, que devem ser extraídos em jazidas com características apropriadas, encontram entraves legais e técnicos nas realidades municipais. Outra grande dificuldade atual de qualquer município é a disposição de resíduos, como os da construção civil. A partir disso, este estudo tem por objetivo discutir sobre a possibilidade do uso de resíduo de construção civil (RCC&D) como material para a construção de vias vicinais.*

**Palavras-chave:** *RCC&D. Extração Mineral. Resíduos da construção.*

## 1. INTRODUÇÃO

A extração mineral ocorrente em âmbitos municipais tem por fim atender às demandas públicas de manutenção, sobretudo a manutenção de vias vicinais. Para atender às demandas de materiais, os municípios geram áreas de extrações em seu território, tais como saibreiras, cascalheiras e pedreiras. Devido a dificuldades técnicas, por vezes, a extração nessas pequenas lavras é paralisada, gerando déficit de material para a manutenção municipal. Outro caso é a exaustão das áreas legalizadas à extração. A falta de insumos tem consequência direta em obras de manutenção pública, especificamente na deterioração das vias vicinais. Atualmente, as vias vicinais correspondem a 87% das vias do Brasil, sendo de suma importância para que haja fluxo regular de mercadorias e serviços a uma determinada localidade (FATTORI, 2007), tendo expressiva importância para a economia

e desenvolvimento das zonas rurais (QIN; ZHANG, 2016; TAWALARE; RAJU, 2016).

Cabe observar que, mesmo na disponibilidade de áreas para extração, o ato de extração é potencialmente danoso ao Meio Ambiente. Segundo Braga e Guimarães (2014), “considerando que as necessidades de volumes são grandes e que a estes materiais ocorrem muitas das vezes numa espessura reduzida, a exploração de jazidas pode requerer grandes áreas, implicando na necessidade de recuperação dos danos ambientais”.

Paralelo a isso um problema comum a qualquer cidade, atualmente, é o destino de seus resíduos. Entre os diversos tipos de resíduos gerados em um município, existem os resíduos de construção civil, provenientes de:

- Sobra de obras (recorte de alvenaria, sobra de argamassa, etc.)
- Demolição (demolições necessárias para novas construções)

Uma possibilidade de resolução parcial destes dois problemas elencados seria a reciclagem dos resíduos da construção civil e demolição como agregado. A possibilidade passa, invariavelmente, pelo processo de beneficiamento do resíduo inerte, o qual teria com destino a disposição em aterro de resíduo. Sendo esta adequação, a separação simples de resíduos e sua cominuição e classificação. Quanto à viabilidade dos processos de reaproveitamento dos Resíduos de Construção Civil e Demolição (RCC&D), este já foi e vem sendo tema de diversos trabalhos, quanto ao aspecto tecnológico (TENORIO, 2007; FARIAS; FURTADO, 2012; SANTOS et al., 2015) e financeiro (PETTER, 2015). Tendo em vista tais aspectos, este estudo tem por objetivo discutir sobre a possibilidade do uso de RCC&D como material para a construção de vias vicinais.

## 2. EXTRAÇÃO MINERAL

A extração mineral consiste no aproveitamento de recursos minerais no sentido amplo para todas as aplicações que dependam de substâncias minerais. Porém, o termo extração mineral neste estudo refere-se, exclusivamente, ao aproveitamento de substâncias de emprego direto em construção civil, tais como areia, cascalho, brita, argila e saibro, sendo regulamentada pelo Departamento Nacional de Produção Mineral (DNPM) de acordo com o Decreto Federal Nº 3.358 de 2000 (BRASIL, 2000). Este regime especial para extrações municipais tem por fim simplificar as exigências legais em comparação com a mineração realizada por empresas privadas.

Entretanto, mesmo estando em um regime especial, os municípios brasileiros carecem de, muitas vezes, corpo técnico hábil para proceder aos trâmites que são necessários legalmente à responsabilidade técnica, sendo esses competentes a responder pelos meios biótico e físico.

Na figura 1 é apresentado uma das variedades de saibro, normalmente utilizados em estradas. Cabe salientar que o material denominado saibro apresenta grande variabilidade de forma, granulometria, cor e resistência. Suas características e propriedades são relativas à rocha matriz e ao grau de alteração em que se encontra.



Figura 1. Saibro utilizado para estradas



### 3. RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO CIVIL E DEMOLIÇÃO (RCC&D)

Tipicamente os resíduos de construção civil e demolição são formados por: alvenaria (tijolos), materiais de revestimento (lajotas, gesso, argamassa de revestimento, laminados, entre outros), argamassa de concreto, sarrafos de madeira e sobras de ferragem (armadura de aço para fundações, vigas e pilares). A Figura 2 representa um exemplo de resíduo de construção civil.



Figura 2. Resíduos de construção civil

Petter (2015) apresenta uma estimativa de constituição de material de demolição civil, disposto na Tabela 1.

Tabela 1. Constituição de material de demolição civil

Componente	Demolição
Concreto	54,30 %
Tijolos	6,30 %
Areia	1,40 %
Solo	11,90 %
Rocha	11,40 %
Asfalto	1,60 %
Metais	3,40 %
Madeira	1,60 %

Papel/material orgânico	1,60 %
Outros	0,90 %

Cabe observar que esta é uma estimativa apresentada pelo autor e com suas nomenclaturas. RCC&D de outras fontes podem apresentar porcentagens diferentes na composição.

Quanto às principais origens dos resíduos de construção civil (RCC), Silva (2005), apresenta a contribuição de diferentes origens sendo as reformas, ampliações e demolição responsáveis por 59% dos resíduos gerados pelo setor, edificações novas – acima de 300m<sup>2</sup> - responsáveis por 21% e residências novas responsáveis por 20% dos resíduos gerados pelo setor.

Com o intuito de incentivar e regulamentar a destinação de resíduos da construção civil, o Conselho Nacional de Meio Ambiente, na resolução N° 307 de 2002 (CONAMA, 2002), estabelece as diretrizes para a gestão de resíduos desse setor. Nesta resolução, são caracterizados os resíduos como:

“[...] Classe A - são os resíduos reutilizáveis ou recicláveis como agregados, tais como:

a) de construção, demolição, reformas e reparos de pavimentação e de outras obras de infra-estrutura, inclusive solos provenientes de terraplanagem;

b) de construção, demolição, reformas e reparos de edificações: componentes cerâmicos (tijolos, blocos, telhas, placas de revestimento etc.), argamassa e concreto;

c) de processo de fabricação e/ou demolição de peças pré-moldadas em concreto (blocos, tubos, meios-fios etc.) produzidas nos canteiros de obras...”

A resolução também faz a referência ao destino dos resíduos de Classe A em que “deverão ser reutilizados ou reciclados na



forma de agregados, ou encaminhados a aterro de resíduos Classe A de reservação para uso futuro”. Os demais resíduos descritos nesta resolução são passíveis de outros meios de reciclagem e reutilização, que não a cominuição e utilização em obras públicas.

Ainda que previsto na Resolução N° 307 (CONAMA, 2002), o reaproveitamento dos RCC&D ainda é incipiente no Brasil, sendo limitado, muitas vezes, o reaproveitamento dentro de uma mesma empresa. Outros fins comuns são o descarte inadequado, não segregando às classes de resíduos.

#### **4. PROJETO DE ESTRADA VICINAL**

Para a construção de uma estrada vicinal é de suma importância o conhecimento geológico local, visto que o material utilizado para construir a estrada é preferencialmente o mesmo encontrado nos locais próximos a fim de reduzir os custos envolvidos. Aspectos ambientais também são muito importantes, assim como a drenagem pluvial, e os aspectos construtivos da estrada, como o geométrico, estrutural e funcional.

Segundo Baesso e Gonçalves (2003), as estradas rurais, também conhecidas como estradas vicinais, podem ser definidas como “o conjunto de pequenas vias que compõem o sistema capilar do transporte, sendo responsáveis fundamentalmente pelo escoamento da produção agrícola”.

O projeto estrutural tem como função determinar as dimensões e o número de camadas que será utilizado na estrada vicinal. As camadas devem ter resistência suficiente para suportar o tráfego das máquinas e equipamentos que serão utilizados no projeto. A determinação da capacidade de suporte impostos à estrada pode ser obtida através de uma previsão das possíveis deformações que ocorrerá no trecho projetado.

De acordo com Thompson e Visser (1996), a operação de um pavimento ou de um

sistema de estruturas viárias pode ser subdividida em categorias de projeto: Projeto geométrico, design estrutural, o design funcional e o cronograma de manutenção e gestão da estrada vicinal.

Para o projeto estrutural, o dimensionamento das camadas do pavimento deve ser de modo que as mesmas suportem as cargas atuantes. É necessário considerar a vida da estrada vicinal, ou seja, se a mesma tem carácter permanente ou apenas temporário. Também deve-se levar em conta a intensidade do tráfego, o maior peso do veículo que transitará na via e a matéria prima que se faz disponível para a construção (THOMPSON; VISSER, 1996).

Quando as camadas são bem dimensionadas, há uma minimização de riscos quanto à aparição de problemas, como buracos, corrugações, entre outros problemas que poderão aparecer nas estradas vicinais (THOMPSON; VISSER, 1996).

##### **4.1 Camadas da estrada**

A Figura 3 demonstra como devem estar distribuídas as camadas de uma estrada vicinal. O dimensionamento de cada camada é muito importante, pois são estas estruturas que sofrem os esforços e deformações durante o tráfego dos veículos, devendo ser dimensionadas adequadamente para que tenham maior durabilidade (THOMPSON; VISSER, 1996).

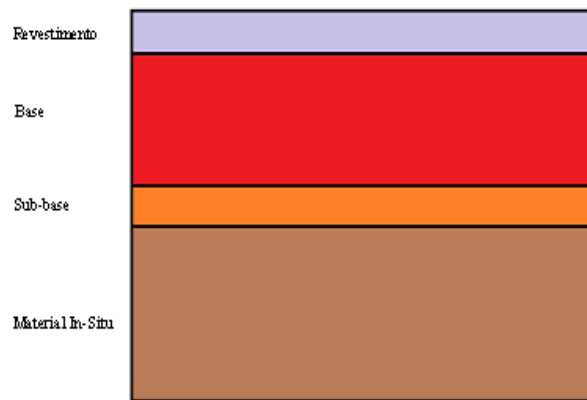


Figura 3. Estrutura de um pavimento

#### 4.2 Revestimento

O revestimento deve formar uma capa de rolamento que seja tanto quanto possível impermeável, e que seja resistente para suportar o tráfego de veículos. Em vias asfaltadas, esta camada corresponderia ao concreto asfáltico. Em vias vicinais, o revestimento deve ser considerado na ocorrência de uma base com material de maior granulometria DNIT (BRASIL, 2006).

#### 4.3 Base

A base é a camada localizada abaixo da camada de revestimento, cuja principal função é de resistir aos esforços verticais oriundos dos veículos que ali transitam, distribuindo-os ao sub-leito. O dimensionamento ou execução incorreto da construção da base poderá provocar, entre outros problemas, defeitos estruturais graves ocasionando deterioração prematura da estrada vicinal DNIT (BRASIL, 2006).

#### 4.4 Sub - Base

É a camada complementar à base, quando, por circunstâncias tecno-econômicas, não for aconselhável construir a base diretamente sobre a regularização ou reforço

do sub-leito. É uma camada situada entre a base e o material *in situ*, que pode ou não existir. Geralmente é construída utilizando-se material de granulometria mais grossa e mais competente DNIT (BRASIL, 2006).

De acordo com o estudo realizado por Saravanan *et al.* (2016), ao utilizar o RCC&D na construção de uma estrada vicinal, houve um aumento significativo de resistência na sub-base, aumentando o tempo de vida útil da mesma.

#### 4.5 Sub-leito (material in-situ)

O Sub-leito ou material *in Situ* é a camada final do pavimento. Esta estrutura deve suportar toda a capacidade de carga das camadas superiores. Este material é constituído pelos materiais da formação original do terreno DNIT (BRASIL, 2006).

### 5. CONSIDERAÇÕES QUANTO AOS RESÍDUOS E ESTOCAGEM

Atualmente, a utilização de agregados provenientes da reciclagem de resíduos é alvo de vários estudos em âmbito acadêmico quanto à aplicabilidade e propriedades dos materiais gerados. Autores como Tenorio (2007), Farias e Furtado (2012) e Santos et al. (2015) apresentam estudos com a utilização de agregados reciclados, suas propriedades e seu desempenho. Porém, estes autores tiveram como foco o uso de reciclados em confecção de concreto. Ambos apresentam conclusões similares, concluindo pela boa aplicabilidade e desempenho, apenas orientando quanto à diferença na absorção de água na confecção de concreto.

Cabe destacar que estão passíveis de tratamento para posterior utilização, resíduos Classe A. Exclui-se, assim, metais, madeira e gesso, o qual deve ter destino exclusivo de reciclagem, sendo segregado dos demais resíduos (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DOS

FABRICANTES DE CHAPAS PARA DRYWALL, 2009).

Os resíduos, provenientes de obras municipais e/ou de doações da iniciativa privada, devem ser armazenados de forma adequada, em área para este fim. Em especial, devem estar dispostos em pilhas, para posteriormente serem britados e levados ao destino final. (SEGATO; SOARES; 2016) .No caso da adequação granulométrica, um quesito que deve ser levado em consideração são os ruídos gerados nos processos de britagem. Visto isso, deve-se prever o beneficiamento do RCC&D em local adequado quanto à distância com lindeiros, de modo a atender ao previsto na NBR que regula nível de ruídos aceitáveis conforme zona (NBR 10151, BRASIL, 2000).

## 6. DIMENSIONAMENTO DE ESPESSURAS DAS CAMADAS COM RCC&D

O Manual de Manutenção e Projeto de Estradas de Terra (Gravel Roads: Maintenance and Design Manual), elaborado por Skorseth e Selim (2000) do Federal Highway Administration – FHWA, agência norte-americana subordinada a U. S. Department of Transportation; recomenda para a determinação da espessura da camada de revestimento primária um procedimento alternativo, onde, segundo Skorseth e Selim (2000), é a utilização de valores tabelados (Tabela 2).

Tabela 2.sugestões de espessura de camada de revestimento primário para vias rurais

Estimativa do número de passagens diárias de caminhões pesados	Condições de suporte do Subleito	Espessura mínima sugerida (cm)
0 a 5	Baixa	16,5
	Média	14,0
	Alta	11,5

5 a 10	Baixa	21,5
	Média	18,0
	Alta	14,0
10 a 25	Baixa	29,0
	Média	23,0
	Alta	18
25 a 50	Baixa	37
	Média	29
	Alta	21,5

Notas:

Baixa –  $CBR \leq 3\%$

Mádia –  $3\% \leq CBR \leq 10\%$

Alta -  $CBR \geq 10\%$

Segundo NBR 15115 (BRASIL, 2004) o material utilizado para revestimento primário deve atender às seguintes exigências:

“— dimensão característica máxima dos grãos: 63,5 mm (tolerância de 5% da porcentagem retida, em massa na peneira de 63,5 mm), limitada a 2/3 da espessura da camada compactada;

— granulometria: contínua e bem graduada, não uniforme, com coeficiente de uniformidade (Cu) maior ou igual a 10;

— porcentagem de material que passa na peneira de 0,42 mm (n° 40): entre 10% e 40%;

— Índice de Suporte Califórnia (CBR)  $\geq 20\%$  e expansão  $\leq 1,0\%$  - energia de compactação normal;

— porcentagem de grãos de forma lamelar: deve ser menor que 30%;

— porcentagem máxima de materiais indesejáveis, de mesma característica: 2% em massa;

— porcentagem máxima de materiais indesejáveis de características distintas: 3% em massa;

— deve ser isento de materiais nocivos ao meio ambiente ou à saúde do trabalhador (produtos químicos, amianto etc.)”.

Exemplificando a proposta deste trabalho, podemos tomar como base os dados de CBR (California Bearing Ratio) de subleito provenientes de Nervis (2016) e CBR do RCC&D de Leite *et al.* (2011), cujo mesmo propõe o uso deste material para uso na construção de pavimentos. Sendo o valor CBR

do subleito de 19% e o valor de CBR do RCC&D 117%, a serem utilizados para o dimensionamento das camadas de base e sub-base da via.

Considerando fluxo de veículos da via, e o perfil geológico do local de implantação de estrada análogo aos analisados por Nervis (2016). Assim sendo, o fluxo de veículos da via é considerado baixo, e a geologia do local foi obtida através de observações dos perfis da escavação nas áreas da estrada através de sondagem a trado e executada ao lado do trecho experimental.

Sendo o subleito predominante de camada de areia siltosa, e espessura de camada de 0,50m. Após esta camada de 0,90m de argila siltosa com pedregulho e cascalho. Por fim, areia média, cor amarela, e com 15cm de tamanho.

Utilizando-se destes dados e seguindo o manual de construção de pavimentos DNIT (BRASIL, 2006) e o manual de Manutenção e Projeto de Estradas de Terra Skorseth e Selim (2000) projetamos as camadas da via visualizada na Tabela 3.

Tabela 3. Espessura da camada

Camadas do pavimento	Espessura da camada
Revestimento	11,5 cm
Base	13,5 cm
Subbase	20 cm

No manual, para fazer o cálculo do fluxo de veículos utiliza-se as fórmulas abaixo:

$$V_m = \frac{VI[2 + (P - 1) * \frac{t}{100}]}{2}$$

O símbolo ( $V_m$ ) representa o volume médio do tráfego, ( $VI$ ) representa o volume médio diário, ( $P$ ) representa os anos de funcionamento, e ( $t$ ) representa a taxa de crescimento do tráfego

$$V_t = 365 * P * V_m(2)$$

( $V_t$ ) representa o volume total de tráfego, e depois de calculado ( $V_t$ ) calcula-se ( $N$ ) pelas fórmulas abaixo:

$$N = V_t * (F.E) * (F.E * F.c) = F.V) (3)$$

$$N = V_t * (F.V) (4)$$

Onde ( $N$ ) é o número de operações, ( $F.E$ ) o fator de eixos, ( $F.C$ ) o fator de carga, e ( $F.V$ ) o fator do veículo.

Segundo o material DNIT (BRASIL, 2006), o pavimento é dimensionado em função do número equivalente de operações de um eixo, no qual tomamos como dado para projeto o eixo simples padrão com carga de 8,2 toneladas. Podemos estimar a camada de revestimento pela Tabela 2.

Para estimar a camada do subleito e sub-base utilizamos o ábaco representado pela Figura 4, e encontramos a espessura destas duas camadas.

Como sugerido pelo DNIT tomamos como regra utilizar o valor máximo de CBR em 20% ao invés de utilizar o 117% encontrado no material de RCC&D.

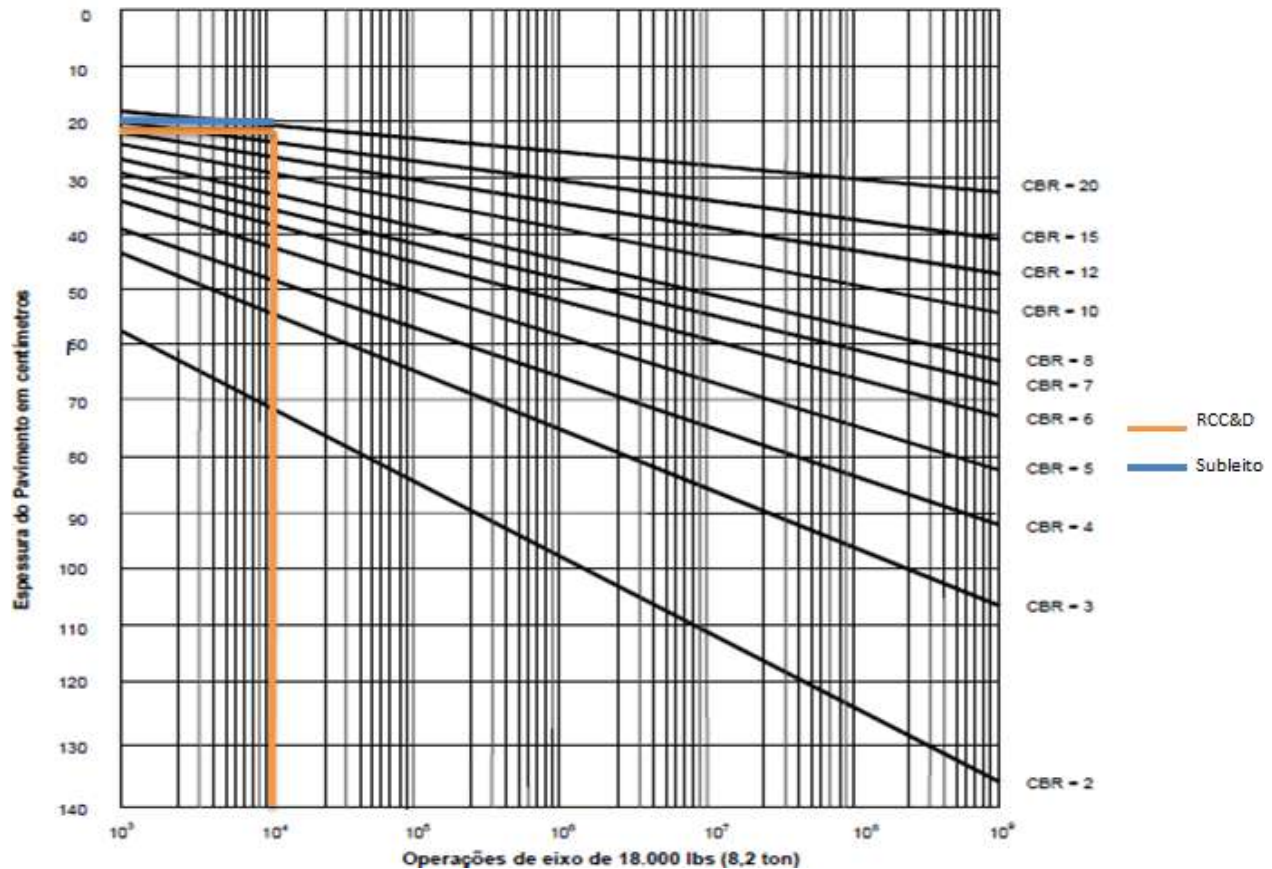


Figura 4. Àbaco CBR x Espessura x N

Utilizamos a fórmula abaixo para determinar as demais camadas com valores de  $k$  (coeficiente de equivalência estrutural) sugeridos pelo manual de construção de pavimentos DNIT (BRASIL, 2006):

$$R * k + B * k \geq H \quad (5)$$

A letra (R) representa a espessura da camada de revestimento, (B) a espessura da camada de base, e (H) a espessura da camada da sub-base.

Para realização dos cálculos utilizamos como  $k$  o valor de 0,8, proveniente do material RCC&D.

## 7. CONCLUSÕES

Considerando o levantamento de estudos, fica implícito o potencial de reciclagem de resíduos oriundos da construção civil, sendo estes estudados com maior abrangência para uso em argamassas, alvenaria estrutural, entre outros. O uso de RCC&D como material estrutural de vias vicinais é pouco debatido, considerando que a manutenção de vias vicinais não asfaltadas é um problema na gestão de diversos municípios brasileiros. O uso de RCC&D em vias vicinais mostra-se uma alternativa viável.

Assim como o Brasil, outros países em desenvolvimento, como China (QIN; ZHANG, 2016) e Índia (TAWALARE; RAJU, 2016), apresentam grandes malhas de vias vicinais e os problemas associados a sua manutenção. Nestes países também foram levantadas a hipótese de uso de RCC&D na manutenção de vias vicinais (JIN; YE;

HUANG, 2015; SARAVANAN, et al. 2016). Sendo em ambos os trabalhos considerada vantajosa a aplicação.

Por fim quanto ao caso brasileiro, cabe salientar que, para a logística funcionar, mecanismos legais devem ser criados, na forma de parcerias público-privado e a partir da construção de legislações municipais específicas, que permitam o recebimento de RCC&D por parte dos órgãos públicos.

## 8. REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DOS FABRICANTES DE CHAPAS PARA DRYWALL. **Resíduos de gesso na construção civil – coleta, armazenagem e destinação para reciclagem.** Disponível em: <[http://www.mma.gov.br/port/conama/processos/18018FE8/Cartilha\\_Residuosgesso.pdf](http://www.mma.gov.br/port/conama/processos/18018FE8/Cartilha_Residuosgesso.pdf)>. Acesso em: 07 jun. 2016.

BAESSO, D. P.; GONÇALVES, F. L. R. **Estradas Rurais: Técnicas Adequadas de Manutenção.** Florianópolis: DER/SC, 2003, 236 p.

BRASIL. DNIT. **Manual de Pavimentação.** Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes:2006. Disponível em: <[https://www1.dnit.gov.br/arquivos\\_internet/ipr/ipr\\_new/manuais/Manual\\_de\\_Pavimentacao\\_Versao\\_Final.pdf](https://www1.dnit.gov.br/arquivos_internet/ipr/ipr_new/manuais/Manual_de_Pavimentacao_Versao_Final.pdf)>. Acesso em: 19 jun. 2016.

BRASIL. NBR 10151. **Acústica - Avaliação do ruído em áreas habitadas, visando o conforto da comunidade - Procedimento.** Associação Brasileira de Normas Técnicas: 2000. Disponível em: <<http://www.semace.ce.gov.br/wp-content/uploads/2012/01/Avalia%C3%A7%C3%A3o+do+Ru%C3%ADdo+em+%C3%81reas+Habitadas.pdf>>. Acesso em: 08 jun. 2016.

BRASIL. NBR 15115. **Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil – Execução de camadas de pavimentação – Procedimentos.** Associação Brasileira de Normas Técnicas: 2004. Disponível em: <<http://www.areiaovitoria.com.br/download/NBR%2015115.pdf>>. Acesso em: 15 jun. 2016.

BRASIL. **Decreto nº 3.358 de 2 de Fevereiro de 2000.** Disponível em: <[http://www.planalto.gov.br/ccivil\\_03/decreto/D3358.htm](http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/decreto/D3358.htm)>. Acessado em: 09/07/2016

BRAGA, F.; GUIMARÃES, G. Avaliação de rodovias não pavimentadas: uma ferramenta para o gerenciamento de malhas viárias. **Pensar Engenharia.** Belo Horizonte, v. 2, n. 1, p.1-21, jan. 2014.

CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE – CONAMA. **Resolução nº 307 de 5 de julho de 2002.** Estabelece diretrizes, critérios e procedimentos para a gestão dos resíduos da construção civil. Disponível em: <<http://www.mma.gov.br/port/conama/legiabre.cfm?codlegi=307>>. Acesso em: 10/07/2016

FARIAS, J.; FURTADO, M. **Propriedades físicas de resíduos de concreto da construção civil para produção de peças pré - moldadas.** 2012. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil, Centro de Ciências Exatas e Tecnologia): Universidade da Amazônia, Belém, PA, 2012.

FATTORI, B. **Manual para manutenção de estradas com revestimento primário.** 2007. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2007.

JIA, X.; YE, F.; HUANG, B. Utilization of Construction and Demolition Wastes in Low-Volume Roads for Rural Areas in China.



**Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, n. 2474, p. 39-47, 2015.

LEITE, F.C.; MOTTA, R.S.; VASCONCELOS, K.L.; BERNUCCI, L. **Construction and Building Materials**, v. 25, p. 2971-2979, 2011.

NERVIS, O.L. **Identificação e discussão dos mecanismos de degradação de pavimentos com revestimento primário**. 2016. Tese (Doutorado em Engenharia – Departamento de Engenharia Civil): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2016.

PETTER, R. **Técnica de análise de risco econômico aplicada a diferentes cenários de investimentos casos de estudo: Minas de elementos terras raras - Reciclagem de rejeitos de material de demolição e construção civil**. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Minas, Metalurgia e de Materiais, Escola de Engenharia): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2015.

QIN, Y.; ZHANG, X. The road to specialization in agricultural production: Evidence from rural China. **World Development**, v. 77, p. 1-16, 2016.

SANTOS, Sílvia et al. Utilização de resíduos sólidos da construção civil como agregado graúdo na confecção de concreto. In: Congresso Técnico Científico Da Engenharia e Da Agronomia, 2015, Fortaleza. **Anais**. Fortaleza: 2015.

SARAVANAN, S.; VENKATASUBRAMANIAN, C.; MUTHU, D.; RAMAKRISHNAN, K. Construction of Rural Roads using C&D Waste Materials. **Indian Journal of Science and Technology**, v. 9, n.27, p. 1-5, 2016.

SEGATO, I., SOARES NETO, J. **Caracterização da geração, destinação final e do gerenciamento dos resíduos da construção civil no município de Palmas – TO**. Disponível em: <<http://www.cenedcursos.com.br/upload/gerenciamento-residuos-construcao-civil.pdf>>. Acesso em: 07 jun. 2016.

SKORSETH, K.; SELIM, A. **Gravel Roads: Maintenance and Design Manual**. Department of Transportation. Federal Highway Administration – FHWA. South Dakota Local Transportation – SD LTAP, 2000. Disponível em: <<http://www.nijc.org/pdfs/TTAP/gravelman.pdf>>. Acesso em: 26 jan. 2012.

TAWALARE, A.; RAJU, K. V.. Pavement Performance Index for Indian rural roads. **Perspectives in Science**, v. 8, p. 447-451, 2016.

TENÓRIO, Jonathas Judá Lima. **Avaliação de propriedades do concreto produzido com agregados reciclados de resíduos de construção e demolição visando aplicações estruturais**. 2007. Dissertação (Mestrado em Curso de Engenharia Civil): Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2007.

THOMPSON, R. J.; VISSER, A.T. Towards a mechanistic structural design method for surface mine haul roads. **Journal of the South African Institution of Civil Engineers**, v. 38, n. 2, p 13-21, 2006.

## ESTABILIZAÇÕES GRANULOMÉTRICAS E QUÍMICAS EM SOLO DO CAMPO DE INSTRUÇÃO DE SANTA MARIA (CISM)

**Amanda Vielmo Sagrilo**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria  
amandavs94@gmail.com

**Andrea Nummer**

Professor/Pesquisador do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria  
a.nummer@gmail.com

**Rinaldo José Barbosa Pinheiro**

Professor/Pesquisador do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria  
rinaldo@ufsm.br

**Magnos Baroni**

Professor/Pesquisador do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria  
magnos.baroni@ufsm.br

**Resumo.** *O presente estudo compara a performance de diferentes materias para a estabilização do solo do Campo de Instrução de Santa Maria (CISM), área intensamente degradada devido ao tráfego de veículos militares pesados. Foi estudada a estabilização granulométrica com adição de brita, concreto asfáltico fresado e resíduo de construção civil (RCC), e estabilizações químicas com a adição de cal hidratada e cimento pozolânico CPIV. Foram realizados ensaios de caracterização, compactação, Índice Suporte Califórnia e permeabilidade para as estabilizações granulométricas e ensaios de compressão axial simples para as estabilizações químicas. Foram comparados e analisados os resultados obtidos, com ênfase na resistência do solo.*

**Palavras-chave:** *Estabilização dos solos; Estabilização granulométrica; Estabilização química.*

### 1. INTRODUÇÃO

A estabilização é o processo de

melhoria das condições do solo natural, garantindo melhor desempenho, por meio do ganho de resistência, podendo ainda serem reduzidas a permeabilidade e compressibilidade do solo.

De acordo com Cristelo (2001), a estabilização pode ser mecânica, em que se melhora as características do solo através de um rearranjo de partículas ou correção na composição granulométrica; física, modificando as condições do solo pela ação do calor, eletricidade; e química, com a utilização de aditivos.

Silva (2007) menciona que a estabilização de solos foi desenvolvida durante a Segunda Guerra Mundial, para melhorar o deslocamento em áreas intransitáveis e melhorar rotas militares. O Campo de Instrução de Santa Maria (CISM), devido ao intenso tráfego de blindados, apresenta um solo com baixa resistência, bem como processos erosivos e degradação da superfície vegetal.

Perante essa realidade, é pertinente o estudo de estabilização do solo do CISM, visto que a pavimentação cria um caminho

definitivo para o trânsito de blindados e utiliza o material disponível na região, diminuindo custos de transporte. Em determinados tipos de estabilização ainda se utiliza resíduos, amenizando também os impactos ambientais.

O presente trabalho compara diferentes estabilizações de solo para a área em estudo. Foram realizados os ensaios de compactação com a energia intermediária, Índice de Suporte Califórnia e Permeabilidade em amostras estabilizadas granulométricamente com a inclusão de resíduo de construção civil (RCC), concreto asfáltico fresado e brita; e ensaios de compressão axial para amostras estabilizadas quimicamente com a inserção de porcentagens de cal e cimento pozolânico CPIV ao solo.

## 2. METODOLOGIA

### 2.1 Solo natural

O Campo de Instrução de Santa Maria é uma área militar de aproximadamente 5866,9 ha localizada no município de Santa Maria, região central do estado do Rio Grande do Sul. Essa área está severamente degradada devido aos efeitos da erosão. A Figura 1 mostra uma estrada de terra típica existente no campo de treinamentos e o fluxograma da Figura 2 apresenta os ensaios realizados. Após a coleta do solo no CISM, o material foi seco, destorroado e peneirado em peneira nº 10.



Figura 1 – Erosão no solo do CISM (MALLMANN, 2012).

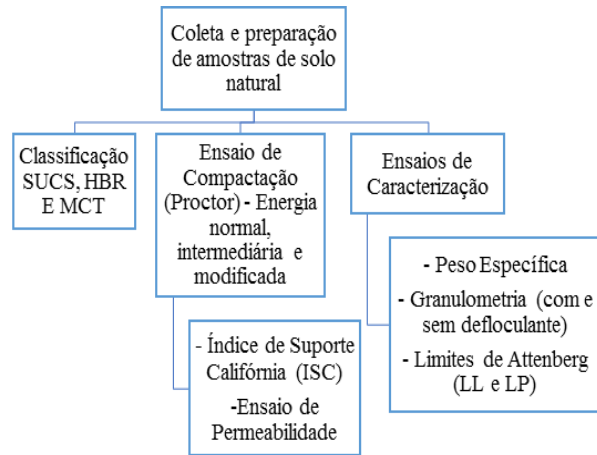


Figura 2 – Metodologia aplicada ao solo do CISM.

O solo foi classificado de acordo com a metodologia MCT, visto que a utilização de solos tropicais para a pavimentação não são perfeitamente representadas por classificações tradicionais, formuladas a partir de solos temperados. Além disso, foi classificado de acordo com as metodologias tradicionais SUCS e HBR.

Para caracterização dos materiais, o peso específico foi determinado com base ABNT/NBR 6508/84 – Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica dos grãos. Foram conduzidos ensaios de análise granulométrica (ABNT/NBR 7181/82 - Solo – Análise Granulométrica), através do processo de sedimentação e peneiramento. Uma amostra foi ensaiada sem defloculante e a outra foi adicionado defloculante (hexametáfosfato de sódio) com 12 horas de antecedência ao ensaio. A determinação dos Limites de Attenberg foram obtidos a partir de ensaios normatizados pela ABNT/NBR 6459/84 – Solo – Determinação do limite de liquidez e Limite de Plasticidade normatizado pela ABNT/NBR 7180/82 – Solo – Determinação do limite de plasticidade.

Os ensaios de compactação foram conduzidos em conformidade com a ABNT/NBR 7182/86 – Solo – Ensaio de Compactação. O ensaio foi realizado com as

energias normal, intermediária e o modificada. A determinação da resistência do solo foi obtida através do Ensaio Índice de Suporte Califórnia ou CBR normatizado pela ABNT/NBR 9895/87 – Solo - Índice de Suporte Califórnia. O ensaio de permeabilidade foi normatizado pela a ABNT/NBR 14545/97 - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável.

## 2.2 Estabilização granulométrica

Todos os materiais utilizados na estabilização granulométrica – brita, RCC e fresado - foram separados por peneiramento em três frações distintas para dosagem: passante na 3/8” e retido na #4, passante na #4 e retido na #10 e passante na #10 e retido na #40.

Os ensaios de caracterização realizados com a brita foram Abrasão Los Angeles, lamelaridade e equivalente de areia. Os ensaios realizados com o resíduo de construção civil foram absorção, massa específica, compactação a energia normal e intermediária, Índice de Suporte Califórnia (ISC), abrasão e durabilidade. O material fresado passou somente por separação granulométrica, não sendo aplicados outros ensaios de caracterização.

As misturas utilizadas no trabalho estão detalhadas na Tabela 1. Elas foram submetidas a Ensaio de Compactação a energia intermediária, a fim de se obter o Índice de Suporte Califórnia (ISC) e Ensaio de Permeabilidade. A Figura 3 resume o exposto.

Tabela 1 – Siglas referentes às misturas estabilizadas granulometricamente.

Sigla	Mistura	Porcentagens
SB	Solo e brita	30% solo e 70% brita
SRCC	Solo e RCC	30% solo e 70% RCC
SF	Solo e concreto asfáltico fresado	30% solo e 70% fresado

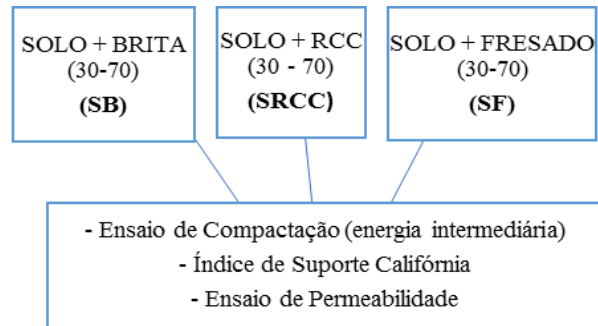


Figura 3 – Metodologia aplicada às misturas estabilizadas.

## 2.3 Estabilização química

Os materiais utilizados na estabilização química foram cal hidratada e cimento pozoalânico (CPIV). A metodologia de trabalho para ambos os materiais consistia na adição de 0, 2%, 4%, 6%, 8%, 10% e 12% de estabilizante ao solo. Foram moldados corpos de prova para serem ensaiados a compressão axial simples, aos 7 e 28 dias.

## 3. RESULTADOS

### 3.1 Solo natural

Os ensaios de caracterização fornecem dados de limites de liquidez e plasticidade, índice de plasticidade, peso específico real dos grãos e coeficiente de permeabilidade médio a 20°C do solo natural. Os resultados obtidos estão resumidos na Tabela 2.

Tabela 2 – Resultados dos ensaios de caracterização

Parâmetro	Resultado
Limite de Liquidez ( $w_L$ )	31%
Limite de Plasticidade ( $w_p$ )	19%
Índice de Plasticidade ( $I_p$ )	12%
Peso Específico dos grãos ( $G_s$ )	26,83
Coef. de Permeabilidade (K)	$1,462 \times 10^{-7}$ cm/s

Os resultados da análise granulométrica do solo natural proveniente do CISM estão

exibidos na Figura 4, sendo indicadas as curvas obtidas com a sedimentação com e sem o defloculante.

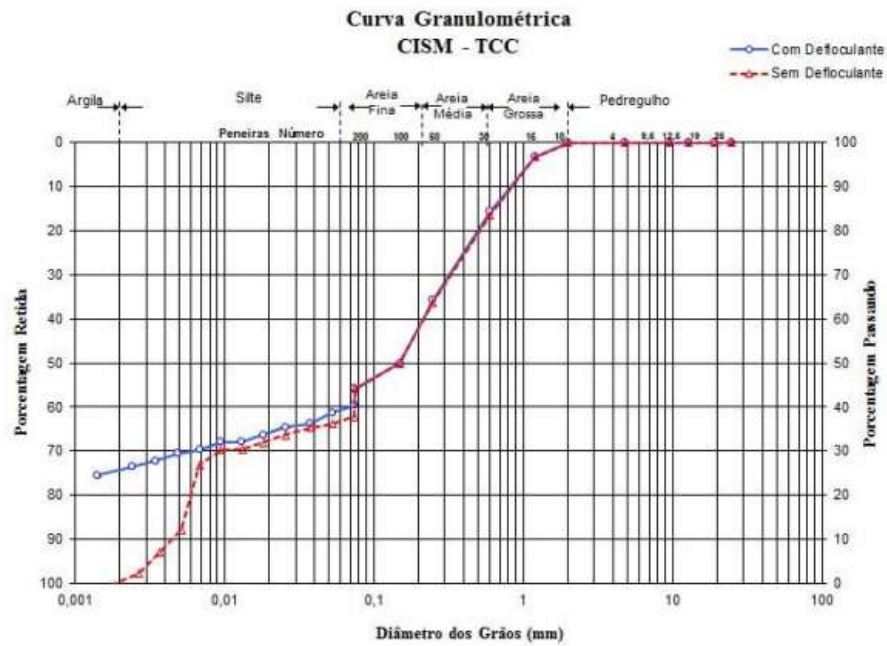


Figura 4 – Análise granulométrica do solo natural do CISM (CENTOFANTE, 2013).

Conforme as frações granulométricas, pode-se realizar as classificações do solo de acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) e o *High Research Board* (HBR). Pela classificação SUCS, o solo do CISM foi definido como “areia argilosa” e pela classificação HBR, “A6 – argila siltosa”. A classificação MCT, realizada através dos ensaios de compactação MCV e perda por imersão, nomeia o solo como “LG - argila laterítica”

Para o solo natural foram realizados ensaios de compactação na energia normal, intermediária e modificada, de forma a encontrar os valores para umidade ótima e máxima densidade aparente seca. Conforme esperado, com o aumento da energia de compactação, ocorre a diminuição da umidade ótima e o aumento da densidade da amostra, Figura 5.

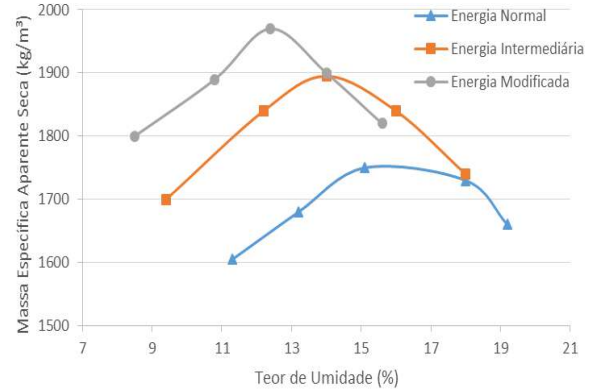


Figura 5 – Curvas de compactação do solo CISM nas diferentes energias de compactação (GONZALEZ, 2013).

### 3.2 Estabilização granulométrica

Os resultados dos ensaios de compactação com a energia normal das misturas SB, SRCC, SF estão resumidos nas Figuras 6 e 7.

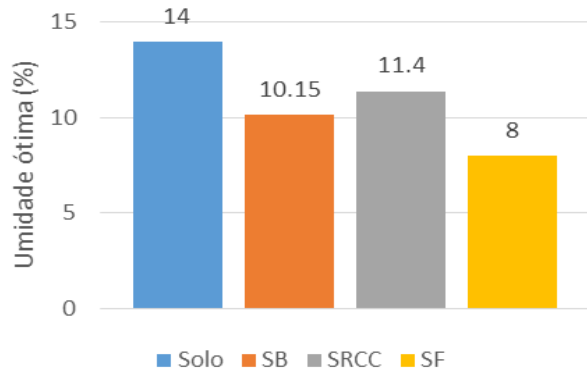


Figura 6 – Comparação entre os valores de umidade ótima (%) das misturas estabilizadas.

Todas as estabilizações promoveram uma diminuição da umidade ótima de compactação, sendo que a diferença mais pronunciada foi com a mistura solo e fresado, diminuindo em aproximadamente 42% o teor de umidade se comparado com o solo natural.

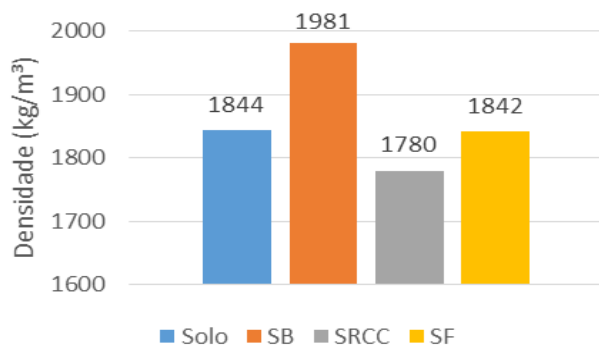


Figura 7 – Comparação entre os valores de densidade teórica (kg/m³) das misturas estabilizadas.

A densidade aparente dos diferentes traços apresenta uma relação bastante evidente com a densidade das misturas. A brita apresenta elevada densidade, o que eleva a densidade, já o RCC diminui a densidade da mistura, visto que o aditivo neste caso apresenta teores de cerâmica, material menos denso que o solo natural.

O ensaio CBR provê dados de Índice de Suporte Califórnia (ISC) e expansão das misturas, exibidos nas Figuras 8 e 9.

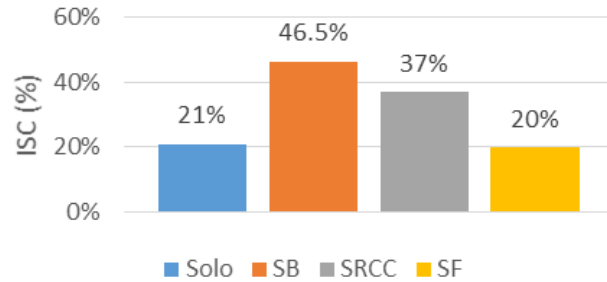


Figura 8 – Comparação entre os valores de CBR (%) das misturas estabilizadas.

O Índice de Suporte Califórnia teve aumento em 25% com a estabilização com brita e de 16% com a adição de RCC e manteve praticamente o mesmo valor do solo natural com o acréscimo do material fresado.

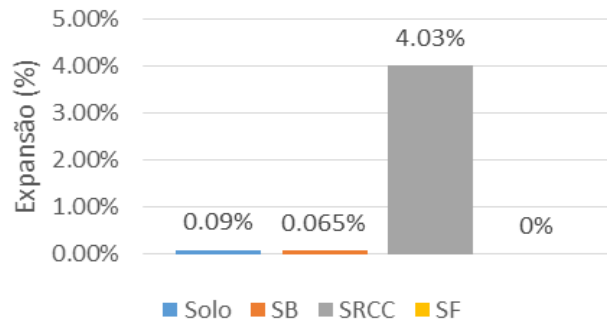


Figura 9 – Comparação entre os valores de expansão (%) das misturas estabilizadas.

O solo em questão não apresenta características expansivas, mantendo o padrão para as adições de brita e fresado. Contudo, com a inclusão do RCC o material apresentou expansão de aproximadamente 4%.

O solo natural do CISM quando compactado na energia normal possui permeabilidade na ordem de  $1,462 \times 10^{-7}$  cm/s. Esta permeabilidade é mantida com a inclusão do RCC. Entretanto, com a inserção de porcentagens de brita e fresado a permeabilidade das misturas aumenta consideravelmente, situando-se próxima a  $4,0 \times 10^{-4}$  cm/s (Figura 10).



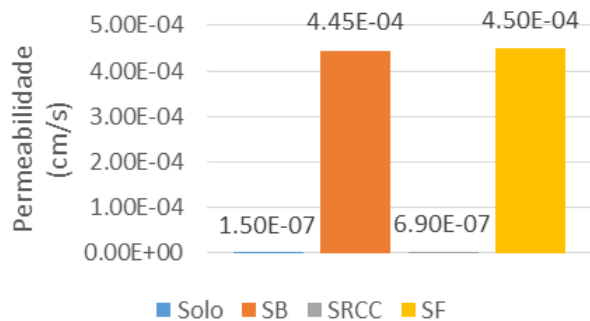


Figura 10 – Comparação entre os valores de coeficientes de permeabilidade (cm/s) das misturas estabilizadas.

### 3.3 Estabilização química

O ensaio realizado para verificar a resistência do solo com a inclusão de aglomerantes químicos foi o de compressão axial, com rompimentos dos CP's aos 7 e 28 dias de cura. Os resultados comparativos podem ser visualizados na Figura 11.

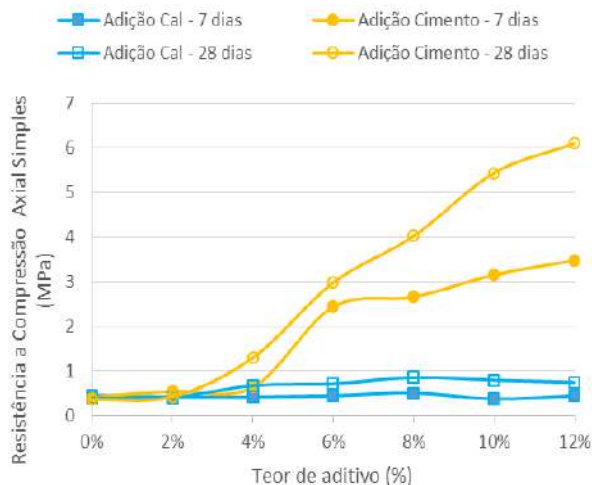


Figura 11 – Comparação entre os valores de resistência de 7 e 28 dias (MPa) das misturas estabilizadas.

Percebe-se que a adição de cal não proporciona aumento significativo da resistência a compressão do solo, mesmo quando as adições chegam a 12%. Em contrapartida, as adições de cimento pozolânico apresentam melhora significativa da resistência, se comparados com o solo natural. Isso se deve a característica arenosa

do solo estudado.

## 4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As estabilizações são utilizadas para que se melhore as características originais de um solo, buscando por exemplo, reduzir a permeabilidade e compressibilidade e aumentar a resistência ao cisalhamento. Os métodos de estabilização abordados nesse estudo foram mecânicos e químicos, de forma a melhorar o solo do Campo de Instrução de Santa Maria (CISM), que apresenta degradação da superfície vegetal e processos erosivos.

Para a estabilização mecânica, com brita e fresado pode-se observar ganho de densidade, devido à densidade do material, ganho de permeabilidade, pelo aspecto granular dos agregados. A estabilização com RCC proporcionou o oposto, pois o material utilizado na estabilização apresenta baixa densidade. A umidade ótima de compactação das estabilizações diminuiu, se comparadas ao solo original. A eficiência da estabilização química com cimento Pozolânico mostrou-se muito superior a estabilização com cal hidratada, devido às características granulométricas do solo em questão.

### Agradecimentos

Os autores agradecem a colaboração do Grupo de Pesquisa em Pavimentação e Segurança Viária (GEPASV), do laboratório de Materiais de Construção Civil – LMCC e do Campo de Instrução Militar de Santa Maria (CISM)

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6459: Solo - Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro, 1984. 6 p

\_\_\_\_\_. NBR 7180: Solo - Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1982. 3 p.

\_\_\_\_\_. NBR 7181: Solo - Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 1982. 13 p.

\_\_\_\_\_. NBR 7182: Solo - Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro, 1986. 3 p.

\_\_\_\_\_. NBR 9895: Solo - Índice de Suporte Califórnia. Rio de Janeiro, 1987. 14 p.

\_\_\_\_\_. NBR 14545: Determinação do Coeficiente de Permeabilidade de solos argilosos a carga variável. Rio de Janeiro, 2000. 12 p

\_\_\_\_\_. NBR 6508: Solo - Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica dos grãos. Rio de Janeiro, 1984. 8 p.

BORTOLUZZI, S. ESTUDO DE MISTURA SOLO-BRITA PARA APLICAÇÃO EM PAVIMENTAÇÃO. 2012. 66p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2012.

CENTOFANTE, R. UTILIZAÇÃO DE RESÍDUO DA CONSTRUÇÃO CIVIL NA ESTABILIZAÇÃO DE SOLO E SUA APLICAÇÃO EM PAVIMENTAÇÃO. 2013. 89p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2013.

CRISTELO, N. M. C. Estabilização de Solos Residuais Graníticos Através da Adição de Cal. Disertação de Mestrado (Engenharia Civil)- Universidade do MinhoBraga-Portugal, 2001.

GONZALEZ, L. ESTUDO DA ESTABILIZAÇÃO DO SOLO PROVENIENTE DO CISM COM ADIÇÃO DE CAL. 2013. 83p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2013.

MALLMANN, K. Estudo da mistura de material fresado e solo para utilização em pavimentação. 2012. 60p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2012.

SANT'ANA, K. D. A. Diagnóstico Ambiental do Meio Físico do Campo de Instrução de Santa Maria (CISM). 2012. 123 f. Dissertação (Mestrado em Geografia) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2012.

SILVA, C. C. (2007). Comportamento de solos siltosos quando reforçados com fibras e melhorados com aditivos químicos e orgânicos. Curitiba: Dissertação apresentada à Universidade Federal do Paraná para obtenção do Grau de Mestre em Construção Civil.

SOMAVILA, L. de C. ESTUDO DO EFEITO DA ADIÇÃO DE CIMENTO PORTLAND POZOLÂNICO SOBRE A RESISTÊNCIA MECÂNICA DO SOLO PROVENIENTE DO CISM. 2013. 75p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2013.

## **AValiação LABORATORIAL DO EFEITO DA ADIÇÃO DE CIMENTO PORTLAND EM TERMOS DE RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES (RCS) EM SOLO DA REGIÃO DE SANTA ROSA-RS**

### **Marina Angela de Souza Ciprandi**

Pesquisadora do curso de Engenharia Civil. Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul  
marinaadesouza@yahoo.com.br

### **José Antônio Santana Echeverria**

Professor do curso de Engenharia Civil. Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul  
jaecheverria@yahoo.com

### **Marcieli Simon**

Pesquisadora do curso de Engenharia Civil. Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul  
marcieli\_simon@hotmail.com

### **Rodrigo Carazzo de Camargo**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil. Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul  
rodrigocarazzo@hotmail.com

### **Fernanda Dresch**

Pesquisadora do curso de Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Maria  
fernandadresch.eng@gmail.com

**Resumo.** *O objetivo principal do presente trabalho é analisar o comportamento de um solo (basalto decomposto) oriundo da região de Santa Rosa, após adição de cimento, verificando a provável melhoria em termos de resistência, para sua possível utilização como camadas do pavimento. A metodologia envolveu análises laboratoriais de amostras de solo da cidade de Santa Rosa. Os resultados indicam que o solo em questão poderá ser estabilizado com adição de no mínimo 7% de cimento Portland, pois verificou-se em duas combinações de mistura (solo+ teor de umidade + teor de cimento) resultados positivos, ou seja, acima do valor mínimo exigidos por norma. Sendo que na primeira combinação foi utilizado a umidade ótima do solo (18,78%), mais 7% de cimento,*

*chegando a um valor de RCS de:2,24Mpa e o resultado mais significativo deste estudo, que foi de: 2,74Mpa, obteve-se da adição de 15,78% de umidade e novamente 7% de cimento Portland.*

**Palavras-chave:** *Estabilização. Solo-cimento. Resistência a compressão simples.*

## **1. INTRODUÇÃO**

Tendo em vista que no Brasil os modais aquaviários e ferroviários não tem seu potencial de transporte amplamente aproveitados e utilizados, o modal rodoviário está cada vez mais sobrecarregado, com sérias carências de infraestrutura e baixa qualidade

nas condições do pavimento (PADULA, 2008). Sendo assim, a procura de novas tecnologias, que objetivam soluções ambientalmente corretas, executadas com menor custo e maior velocidade se fazem cada vez mais necessárias (PADULA, 2008).

Utilizam-se nas camadas estruturais de um pavimento, materiais constituídos por solos, agregados e, eventualmente, aditivos como cal, cimento, emulsão asfáltica, entre outros, os quais podem ser classificados como granulares e solos estabilizados quimicamente ou cimentados ou ainda materiais asfálticos, de acordo com seu comportamento frente aos esforços (BERNUCCI et al. 2008).

Dessa forma, busca-se através do embasamento teórico e pesquisas com a análise em termos laboratoriais, o comportamento da mistura solo-cimento para possíveis camadas de pavimento, e mais especificamente a avaliação dos efeitos da adição quanto a RCS.

## 2. ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

Segundo Medina (1987), o solo é o material de construção civil de maior quantidade encontrado na natureza, do ponto de vista da terraplanagem e pavimentação, fazendo parte do subleito, sub-base e por vezes até da base e do revestimento primário. Logo, quando as características do solo natural não apresentam adequadamente os requisitos exigidos, é necessária a adoção de atitudes ou escolhas que substituem este solo de má qualidade, utilizando técnicas que melhorem suas propriedades mecânicas de acordo com o esperado em projeto, utilizando para este fim, estabilizações mecânica, granulométrica, física ou química.

Aspectos como o aumento dos preços dos materiais de construção, diminuição da disponibilidade de materiais naturais bem como a crescente exigência e o balizamento impostos na execução de pavimentos

rodoviários, exige dos engenheiros, novos estudos e pesquisas visando bom desempenho versus melhor custo (SPECHT, 2000).

Sabe-se que a estabilização de solos é uma técnica construtiva bastante utilizada em pavimentação pois viabiliza a utilização de solos locais, melhorando suas propriedades, principalmente capacidade de suporte. Para o alcance de bons resultados, a constituição química e mineralógica do solo, bem como granulometria e rugosidade das partículas devem ser observadas (OLIVEIRA, 2010).

Mesmo que, teoricamente qualquer tipo de solo possa ser estabilizado com cimento, o adequado é que este solo seja tratado com uma quantidade de cimento que o torne competitivo economicamente em comparação com outros tipos de estabilizantes e visto por este aspecto, os solos granulares têm se mostrado bastante eficientes em relação aos argilosos, pois atinge resistências maiores utilizando percentagens menores de cimento (BASSO et al., 2003).

Para França (2003), a estabilização de um solo consiste na modificação, ou seja, no melhoramento de suas condições para que resistam às variações climáticas, aos desgastes e esforços oriundos do tráfego, levando em conta adversidades consideradas em projeto.

São Paulo foi um dos estados pioneiros no Brasil a lançar-se em pesquisas sobre solo estabilizado com cimento, com pesquisas feitas através de sua Assistência de Pesquisa-SP e do Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo, juntamente com o laboratório regional de Bauru onde se verificou grande facilidade neste tipo de estabilização com o uso de teores de cimento relativamente baixos (SENÇO, 2001).

Experiências satisfatórias como o acesso ao aeroporto de Bauru com 500 metros que utilizou 11% de cimento em volume e o acesso ao aeroporto de Presidente Prudente, com extensão de 14km e teor de cimento utilizado entre 12% a 14%, tornaram a opção

de bases e sub-bases de solo-cimento a mais construída no Estado de São Paulo, com mais de 50% da extensão de sua rede pavimentada e com teor de cimento médio usado de 8% (SENÇO, 2001).

Cruz (2004) afirma que existe uma busca cada vez maior por estruturas construídas sobre fundações com solos estáveis, mas que em frequentemente encontrando solos naturais sem as condições necessárias que assegurem a função a que estão destinados, a solução deste problema se transforma em uma decisão importante ao engenheiro civil, tendo este que saber escolher a melhor alternativa, tais como: modificar o projeto adaptando-o ao solo existente, optando por fundações indiretas ou aumentando as dimensões da fundação, compensando a baixa capacidade do solo; optar por outro local onde o solo tenha as características desejadas; substituir o solo do local por outro de melhor qualidade; modificar as características do solo existente no local, melhorando seu comportamento para que este responda de forma satisfatória às solicitações previstas, designado por estabilização ou melhoramento de solos.

## 2.1 Tipos de estabilização de solos

Para Cruz (2004), a estabilização de solos pode ser dividida em três grupos, de acordo com os meios que serão utilizados, sendo eles:

- a) Estabilização mecânica: onde se procuram melhorar as características dos solos através da arrumação das suas partículas sólidas e/ou recorrendo a correções da sua composição granulométrica;
- b) Estabilização física: onde as propriedades dos solos são modificadas através do uso do calor e da eletricidade;
- c) Estabilização química: onde as características dos solos são modificadas através de aditivos.

## 2.2 Solo-cimento (SC)

Mais de 25.000 Km de base ou sub-base de pavimentos já foram executados no Brasil desde 1939, com a solução solo-cimento, que é uma mistura homogênea compactada, curada e endurecida de solo, cimento e água, podendo ser utilizados solos do próprio local da futura base ou solos vindos de outras jazidas e misturados em usina central ou no próprio campo (ABCP, 2009).

O produto resultante deste processo tem demonstrado aumento significativo de resistência e rigidez quando comparado com o solo natural, baixa permeabilidade, baixa retração e boa durabilidade o que o torna um material de construção com potencial para várias aplicações, como fundações superficiais, proteção de taludes, barragens, e, como base e sub-base de pavimentos rodoviários (SPECHT, 2000).

Apesar da mistura solo-cimento promover o aumento da capacidade estrutural do pavimento e reduzir as tensões transmitidas ao terreno de fundação o que melhora o desempenho estrutural do mesmo, deve-se levar em conta que a adição do cimento gera uma coesão química muito elevada no solo e dependendo do teor de cimento utilizado poderá resultar num material demasiadamente duro e de elevada rigidez à flexão, propenso a quebrar sob as cargas do tráfego. Sendo assim, as aplicações de teores elevados de cimento podem propiciar o aparecimento de trincas por retração e outras falhas que causam a degradação acelerada da camada cimentada o que diminui a vida útil do pavimento (PAIVA; OLIVEIRA, 2013).

As principais vantagens da estabilização de solos com aditivos químicos estão relacionadas com a redução do índice de plasticidade, bem como com o aumento da trabalhabilidade resultante de evoluções granulométricas, o que torna o material mais granular e garante aumento de rigidez a médio

e longo prazo (FERNANDES; SANTOS; PINTO, 2010).

O uso de cimento para estabilização de solos é um método que permite obter consideráveis melhorias nas características do solo, quer do ponto de vista mecânico quer da durabilidade (CRUZ, 2004).

A mistura de solo e cimento teve grande aceitação na execução de obras rodoviárias, aeroportos barragens, canais de irrigação, pavimentação de pátios e estacionamento, dentre outras aplicações, por meio de seu uso em proporções adequadas (SEGANTINI, 2000).

As principais variáveis que controlam as propriedades e características das misturas de solo-cimento são o tipo de solo ou material agregado, a proporção de cimento utilizada na mistura, as condições de umidade e o grau de compactação (CRUZ, 2004).

O solo do local da obra é o mais indicado para pavimento com base de solo-cimento, porque diminui os custos com transporte, viabilizando a execução, com exceção de solos orgânicos, pois estes não podem ser utilizados (LOPES, 2002).

### 3. MATERIAIS E MÉTODOS

#### 3.1 Materiais utilizados

O planejamento desta pesquisa contemplou as etapas de coleta das amostras de solo e sua devida caracterização, definição das dosagens de cimento Portland e umidades, seguindo com a confecção dos corpos de prova para realização do ensaio de RCS, analisando após o rompimento dos mesmos, se houve melhora ou não no desempenho da resistência do solo e qual conjunto de adições obteve melhores resultados. O solo objeto desta pesquisa foi do tipo basalto decomposto com grande fração de agregado graúdo, conforme mostra a “Figura 1”, retirado de uma

jazida que está localizada na cidade de Porto Vera Cruz, região noroeste de Santa Rosa /RS.

Figura 1. Basalto Decomposto



Já o cimento utilizado foi do tipo cimento Portland tipo CP II Z 32, com adição de composto com pozolana e resistência aos 28 dias de 32 Mpa. A escolha por este tipo de cimento foi pelo fato da grande disponibilidade na região. Ainda, para a produção dos traços foi utilizada água proveniente de poço artesiano que abastece o Laboratório de Engenharia Civil (LEC) da UNIJUÍ, campus Santa Rosa.

#### 3.2 Caracterização e classificação física do material

Para a caracterização e classificação da amostra foram realizados os seguintes ensaios: preparação da amostra conforme a norma DNIT 164/2013 - ME (Solos - Compactação utilizando amostras não trabalhadas), que leva em conta no método B para preparação de amostra; análise granulométrica conforme método de ensaio DNER-ME 080/94; limite de liquidez conforme método NBR 6459/84; limite de plasticidade conforme método NBR 7180/84; cálculo do índice de plasticidade; ensaio de compactação (Proctor) conforme norma DNIT 164/2013- ME; ensaio CBR conforme método NBR 9985/1987; cálculo da expansão e classificação Transportation



Research Board – TRB, antigo (Highway Research Board -HRB).

### 3.3 Ensaio de resistência a compressão simples

Para o ensaio de RCS, primeiramente foi escolhido o método de dosagem, que se baseou na NBR 12253/2012 – Solo-cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento, com o auxílio do método DNIT, foram estimadas três relações de teor de umidade e cimento que foram misturados ao solo, sendo os teores de cimento: 5%, 6% e 7% e umidades 18,78% (umidade ótima), 15,78% (três pontos percentuais a menos que a umidade ótima) e 21,78% (três pontos percentuais a mais que a umidade ótima).

O critério mais importante levado em conta, para o ensaio de resistência à compressão simples, foi que para possíveis camadas do pavimento de solo-cimento esta resistência deverá ser de no mínimo 2,1Mpa para resistência à compressão aos 7 dias, segundo (Norma DNIT 143/2010 - ES). Foram moldados para cada teor de cimento e umidade, dois corpos de prova (CPs) iguais, em cilindro de aço com 150 mm de diâmetro e 115 mm de altura e volume de 2086 cm<sup>3</sup> sendo que ao rompê-los foi utilizado o maior valor de RCS dos dois CPs, utilizados como base. Por fim, a norma DNER 202/94 descreve que as umidades de moldagem e após rompimento dos corpos de prova, não devem diferir mais que 1% da umidade utilizada na moldagem, nem a massa específica aparente seca do corpo de prova diferir da massa aparente seca máxima mais que 30 g/cm<sup>3</sup>, caso isso ocorra este corpo de prova deverá ser descartado.

Para a moldagem dos corpos de prova conforme NBR 12023/1992 – Solo-cimento- Moldagem e cura de corpos-de-prova Cilíndricos, foram pesadas e mantidas separadas as amostras representativas do material, passando na peneira de 4,8 mm e do

retido entre a peneira 4,8 mm e a de 19 mm, e feita a adição do teor de cimento Portland primeiramente no solo de granulometria mais fina, ou seja, no passante da peneira 4,8 mm e misturado o solo e o cimento completamente até que a cloração seja uniforme em toda a massa, compondo a mistura seca (“Figura 2”).

Figura 2. Etapas processo de ensaio de RCS



Após a adição do cimento Portland na parcela fina da amostra de solo, foi adicionada à mistura a parte do agregado graúdo, ou seja, o material retido entre a peneira 4,8 mm e 19 mm, a quantidade de água (esta, calculada para o total de solo seco da amostra descontando a umidade higroscópica). Logo após, foi feita a adição da quantidade de água e compactada a amostra no interior do molde cilíndrico conforme NBR 12025 MB 3361/1990- Solo-cimento- Ensaio de Compressão Simples de corpos-de-prova cilíndricos, firmemente afixado à sua base e com o colarinho ou cilindro complementar ajustado, em cinco camadas sucessivas de 26 golpes do soquete metálico maior, em queda livre, sendo os golpes distribuídos uniformemente sobre a superfície desta. As compactações e moldagens dos corpos de prova para o ensaio foram executadas com as seguintes combinações: primeira combinação de mistura, utilizando a umidade ótima, obtida no ensaio de compactação (18,78%) e moldados sempre um par de corpos de prova com os teores de 5%, 6% e 7% de cimento. Segunda combinação de mistura, utilizou-se uma umidade três pontos percentuais a menos que a umidade ótima (15,78%), e também

foram moldados pares de corpos de prova com 5%, 6% e 7% de cimento. Terceira combinação de mistura, utilizou umidade com três pontos percentuais a mais que a umidade ótima (21,78%) e novamente foram moldados pares de corpos de prova com adição de 5%, 6% e 7% de cimento.

Após a compactação, cada molde era retirado do interior do cilindro e bem embalado, de forma que não pudesse entrar água do exterior no corpo de prova e identificado com seu respectivo teor de cimento e umidade usados na moldagem conforme demonstrado na “Figura 3”.

Figura 3. Etapas processo de ensaio de RCS



Logo após serem moldados, os corpos-de-prova, estes foram colocados na câmara úmida (“Figura 4”), à temperatura de 23 ° C com tolerância de 2 ° C e umidade relativa do ar não inferior a 95% e como este estudo destina-se para fins exclusivos de dosagem de solo-cimento em provável camada de pavimento, o período de cura foi de sete dias completos.

Figura 4. Etapas processo de ensaio de RCS



Para a etapa de rompimento (“Figura 5”) que foi executada conforme método DNER-

ME 201/94, colou-se o corpo-de-prova na prensa, sobre o prato fixo de carga da máquina de ensaio, de tal maneira que o eixo vertical do cilindro alinhou-se com o centro de carga do prato rotulado móvel, fazendo com que este encostasse suavemente no corpo-de-prova, ajustando-o manualmente até que o contato entre o prato de carga e a base do corpo-de-prova estivesse uniforme. O carregamento então foi iniciado, continuamente e sem choques, durante todo o decorrer do ensaio. O carregamento, em qualquer caso, só deve cessar quando o recuo do ponteiro de carregamento for aproximadamente 10% do valor da carga máxima alcançada.

Figura 5. Rompimento corpos de prova ensaio de RCS



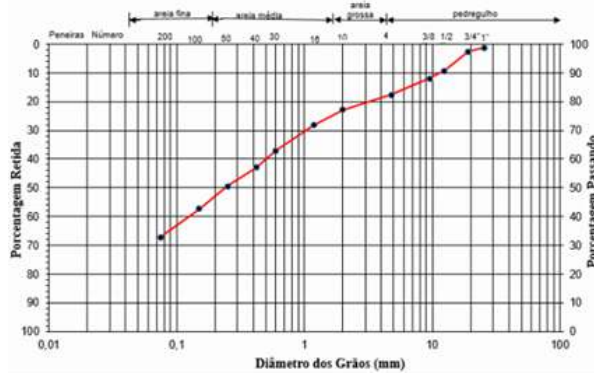
Os resultados foram calculados através da resistência à compressão axial do corpo-de-prova dividindo a carga de ruptura pela seção transversal do corpo-de-prova, sendo o resultado expresso com a aproximação de 10 kPa.

## 4. RESULTADOS

### 4.1 Caracterização e classificação física do material

Os resultados do ensaio de granulometria por peneiramento apresentou a curva granulométrica demonstrada na “Figura 6”.

Figura 6. Curva Granulométrica



A “Figura 7” demonstra o resultado do ensaio de limite de liquidez, bem como seu respectivo gráfico e a “Tabela 1” apresenta os resultados dos limites de consistência do solo.

Figura 7. Gráfico Limite de Liquidez

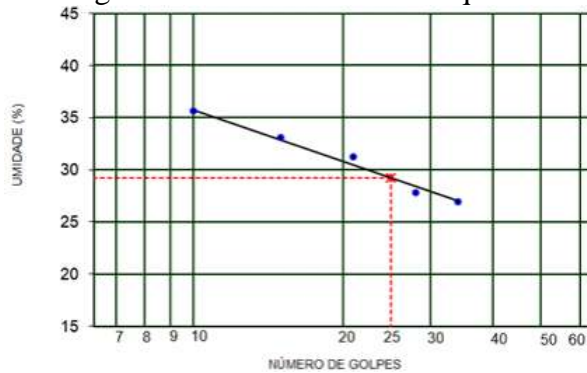


Tabela 1. Limites de consistência do solo

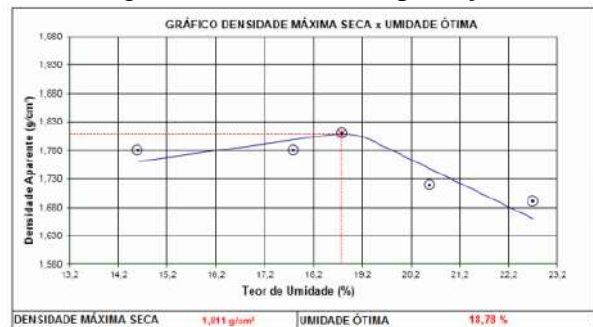
DESCRIÇÃO DO ENSAIO	(%)
Limite de Liquidez (%)	29,2
Limite de Plasticidade (%)	18,6
Índice de Plasticidade (%)	10,6

Com os valores do limite de plasticidade, 18,6 %, e do limite de liquidez, 29,2 %, foi possível calcular o índice de plasticidade ( $IP = LL - LP$ ) de 10,6 %, sendo possível afirmar que o solo utilizado tem plasticidade mediana.

O ensaio de compactação do solo, feito com energia intermediária (5 camadas de 26 golpes cada), gerou uma curva característica que indicou a umidade ótima deste solo e forneceu o principal resultado para o prosseguimento dos experimentos desta

pesquisa, que foram: teor de umidade ótima ( $w_{ót}$ ): 18,78% e massa específica aparente seca máxima:  $1,811 \text{ g/cm}^3$ , valores estes considerados usuais para a região onde se encontra (“Figura 8”). Com o valor da umidade ótima encontrada neste ensaio de compactação foi moldado o corpo de prova do ensaio CBR e encontrado o valor de sua resistência.

Figura 8. Curva de compactação



O ensaio CBR ou índice ISC, executado conforme o método NBR 9985/1987, onde foi realizada a compactação dos corpos de prova, utilizando o teor de umidade ótima encontrado no ensaio de compactação (18,78%), seu resultado (“Tabela 2”).

Tabela 2. Resultado ensaio CBR ou I.S.C

DENSIDADE SECA MÁX. ( $\text{g/cm}^3$ )	UMIDADE ÓTIMA (%)	I.S.C.(%)	EXPANSÃO (%)
1,831	18,78	25,3	0,57

Por fim, após a realização dos ensaios de caracterização do solo, verificou-se que o mesmo atende aos requisitos do DNIT e que possui um razoável índice de suporte (I.S.C: 25,3%), com pouca expansão (0,57%). A “Tabela 3” demonstra os valores indicados aos solos pela norma DNIT 143/2010 – ES para misturas solo-cimento, correlacionados com os resultados deste estudo.



Tabela 3. Características do solo

Peneiras	Porcentagem	Tolerância	Resultados
2"	100 %	-	OK passou 100%
Nº 4	50 a 100 %	± 5%	OK passou 82,28%
Nº 40	15 a 100 %	± 2%	OK passou 57,01%
Nº 200	5 a 35 %	± 2%	OK passou 32,86%
Limite de liquidez	máximo 40%		OK LL: 29,2%
Índice de plasticidade	máximo 18%		OK IP: 10,6%

Usando os dados sobre as características do solo através da granulometria e dos limites de consistência (“Tabela 4”), foi possível classificar o solo segundo o sistema Transportation Research Board – TRB, como segue: o percentual passando na peneira nº 200 (32,86 %) indicou que o material é granular; o percentual passando na peneira nº 10 (77,18 %) e nº 40 (57,01 %) e na peneira nº 200 (32,86 %) indicou que o material pertence à família A 2; o limite de liquidez (29,2 %) e o índice de plasticidade (10,76 = 11 %) indicam que o solo pode ser classificado como sendo um material granular do grupo A-2-6.

Tabela 4. Características do solo basalto decomposto

LIMITE DE LIQUIDEZ (%)	29,2
LIMITE DE PLASTICIDADE (%)	18,6
ÍNDICE DE PLASTICIDADE (%)	10,76
% passando # N4 (4,76mm)	82,28
% passando # N 10 (2,00mm)	77,18
% passando # N 40 (0,42mm)	57,01
% passando # N 200 (0,075mm)	32,86
CLASSIFICAÇÃO T.R.B	A2-6
ÍNDICE DE GRUPO	2

#### 4.2 Ensaio de Resistência a Compressão Simples (RCS)

A “Tabela 5” demonstra as umidades de moldagem e após romper dos corpos de prova em cada combinação entre teor de cimento e água adicionados ao solo. O gráfico a seguir (“Figura 10”) demonstra a variação de

resistência a compressão simples em relação aos diferentes teores de umidade (15,78%, 18,78% e 21,78%) utilizados nas três combinações, todas com adição de 7% de cimento.

Tabela 5. Valor das umidades após rompimento

COMBINAÇÃO 01	UMIDADE MOLDAGEM	UMIDADE APÓS ROMPER
(1CP) cim: 5% e umidade: 15,78%	16,88	16,77
(2CP) cim: 5% e umidade: 15,78%	16,38	16,6
(1CP) cim: 6% e umidade: 15,78%	16,96	16,52
(2CP) cim: 6% e umidade: 15,78%	17,62	16,39
(1CP) cim: 7% e umidade: 15,78%	17,77	16,21
(2CP) cim: 7% e umidade: 15,78%	16,72	16,8

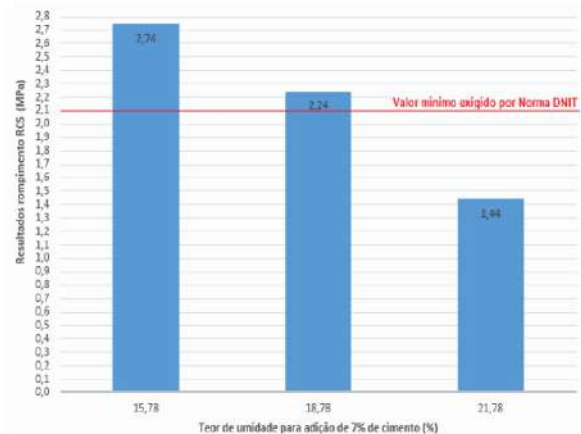
  

COMBINAÇÃO 02	UMIDADE MOLDAGEM	UMIDADE APÓS ROMPER
(1CP) cim: 5% e wótima: 18,78%	20,31	21,06
(2CP) cim: 5% e wótima: 18,78%	20,03	19,06
(1CP) cim: 6% e wótima: 18,78%	19,74	19,3
(2CP) cim: 6% e wótima: 18,78%	20,57	20,26
(1CP) cim: 7% e wótima: 18,78%	19,86	19,49
(2CP) cim: 7% e wótima: 18,78%	19,72	18,26

COMBINAÇÃO 03	UMIDADE MOLDAGEM	UMIDADE APÓS ROMPER
(1CP) cim: 5% e umidade: 21,78%	21,54	22,77
(2CP) cim: 5% e umidade: 21,78%	21,44	22,87
(1CP) cim: 6% e umidade: 21,78%	20,45	22,49
(2CP) cim: 6% e umidade: 21,78%	21,05	22,86
(1CP) cim: 7% e umidade: 21,78%	22,25	22,73
(2CP) cim: 7% e umidade: 21,78%	21,47	22,77

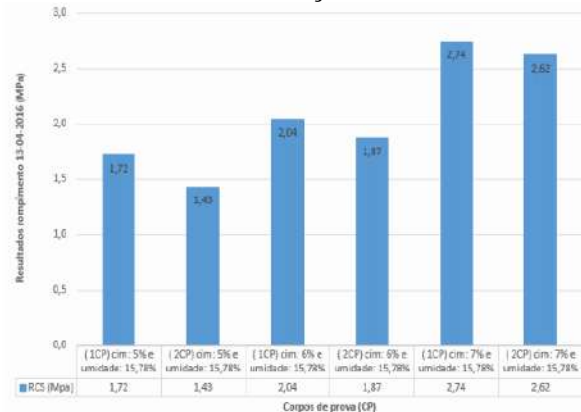
Figura 10. Resultado da variação de RCS versus diferentes teores de umidade



A “Figura 11” demonstra os resultados obtidos no rompimento da combinação 01: teor de umidade (15,78%) mais adição de 5%, 6% e 7% de cimento Portland. Verificou-se que na adição de 7% de cimento em ambos os corpos de prova 1CP: 2,74Mpa e 2 CP:

2,62Mpa, obteve-se valor maior que o mínimo exigido para solo-cimento que é de 2,1Mpa. Utilizou-se como base o maior resultado dos moldes pares, ou seja, 2,74 Mpa (1CP).

Figura 11. Resultados de RCS para a combinação 01



A “Figura 12” demonstra os resultados obtidos no rompimento da combinação 02: teor de umidade ótima (18,78%) + 5%, 6% e 7% de cimento Portland. Nesta combinação novamente os corpos de prova moldados com 7% de cimento obtiveram os melhores resultados, sendo que o valor base desta combinação foi o 2CP: 2,24 Mpa.

Figura 12. Resultados de RCS para a combinação 02

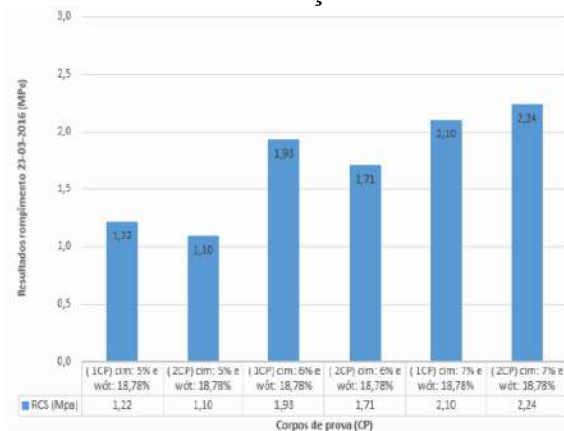
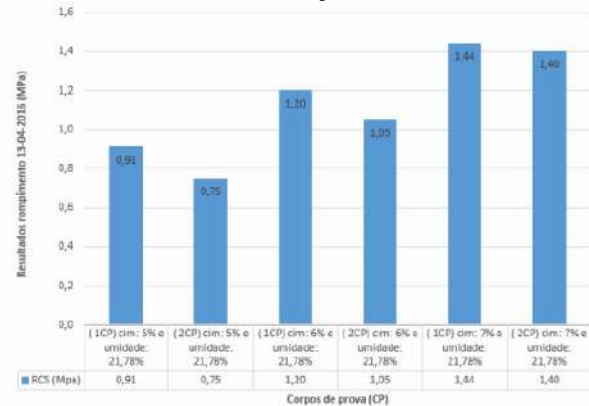


Figura 13. Resultados de RCS para a combinação 03



E por fim, a “Figura 13” demonstra os resultados obtidos no rompimento da combinação 03: teor de umidade (21,78%) + 5%, 6% e 7% de cimento Portland. Esta combinação com a maior umidade utilizada, não obteve resultados satisfatórios para mistura solo-cimento, pois todos os resultados ficaram abaixo do mínimo exigido pelo DNIT.

## 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Considera-se que o objetivo principal e maior deste estudo experimental, que foi de contribuir para o melhor conhecimento das propriedades de um solo tipo basalto decomposto e sua estabilização química, com adição de cimento Portland, bem como a tomada de decisões explorando as possibilidades apresentadas pelo método de dimensionamento mecânico-empírico, foi atingido. O solo, objeto deste estudo, foi classificado segundo método T.R.B como pedregulho ou areia siltosa ou argilosa, pertencente ao grupo A-2-6. Apresentou umidade ótima de 18,78% utilizando Energia Intermediária de compactação, com massa específica aparente de 1,811 g/cm<sup>3</sup> e seus limites de consistência foram de: 29,2% (limite de liquidez), 18,6% (limite de plasticidade), resultando em um índice de plasticidade de 10,6%. O ensaio CBR

demonstrou um I.S.C de 25,3% com expansão de 0,57%. Após diversos ensaios laboratoriais anteriormente citados, pôde-se concluir que o solo em questão poderá ser estabilizado, no âmbito de estudo desta pesquisa, se adicionado a ele um mínimo de 7% de cimento Portland, visto que em duas combinações de mistura, sendo combinação 01: (solo + 15,78% de umidade, esta sendo 3% menor que a wót + 7% de cimento) e combinação 02: (solo + 18,78% (wót) + 7% de cimento), obteve-se valores de RCS respectivamente de: 2,74Mpa e 2,24Mpa, ambos maiores que o valor mínimo exigido por norma (2,1Mpa aos 7 dias). Em relação aos valores alcançados de RCS versus teor de umidade, pôde ser verificado que a relação água /cimento tem grande influência nos ganhos de resistência dos corpos de prova no âmbito desta pesquisa e demonstraram que os maiores valores de RCS, com teor de cimento de 7%, foram obtidos utilizando umidade ótima de 18,78% e 15,78% de umidade.

## 6. REFERÊNCIAS

ABCP. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Guia básico de utilização do cimento Portland**. São Paulo, 2002. 28p. (BT-106). 7ª Edição.

ABCP. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Solo-cimento**. 2009.

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12253**: Solo-cimento - Dosagem para emprego como camada de pavimento: Procedimento. Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2012.

\_\_\_\_\_. **NBR 12023**: Solo-cimento – Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 1992.

\_\_\_\_\_. **NBR 12025 MB 3361**: Solo-cimento – Ensaio de Compressão Simples de Corpos-de-prova Cilíndricos. Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 1990.

\_\_\_\_\_. **NBR 6459**: Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 1984.

\_\_\_\_\_. **NBR 7180**: Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 1984.

\_\_\_\_\_. **NBR 9985**: Solo – Índice de Suporte Califórnia. Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 1987.

BASSO, R. V. *et al.* **Aplicação do método físico-químico de dosagem de misturas solo-cimento aos solos típicos no noroeste do Paraná**. In: IV Encontro Tecnológico da Engenharia Civil e Arquitetura de Maringá / PR – ENTECA 2003, Maringá. v.2.p.348-357.

BERNUCCI, L.; MOTTA, L. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. In: **Pavimentação Asfáltica**: Formação Básica para Engenheiros. Rio de Janeiro: Petrobrás: ABEDA, 2008. 504 p. Incluindo Bibliografia. Patrocínio Petrobrás.

CRUZ, M. **Novas tecnologias da aplicação de solo cimento**. 2004. 240p. Dissertação de Mestrado - Universidade do Minho, Guimarães.

DNER. DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Manual de pavimentação**. 1996. 320p.

\_\_\_\_\_. **DNER-ME 080/1994**: Solo - análise granulométrica por peneiramento. Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. **DNER-ME 201/1994**: Solo cimento - compressão axial de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1994.



\_\_\_\_\_. **DNER-ME 202/1994**: Solo cimento - moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1994.

DNIT. DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 142/2010**: Pavimentação – Base de solo melhorado com cimento - Especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2010.

\_\_\_\_\_. **DNIT 143/2010** - ES. Pavimentação - Base de solo cimento - Especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2010.

\_\_\_\_\_. **DNIT 164/2013** - ME. Solos-Compactação utilizando amostras não trabalhadas – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 2013.

FERNANDES, J.; SANTOS, J.; PINTO, N. **Contribuição para o estudo da combinação de cal com cimento no tratamento de solos**. 2010. 397-406 p. 12 ° Congresso Nacional de Geotecnia, Guimarães Portugal.

LOPES, W. G. R. **Solo-cimento reforçado com bambu: Características físico-mecânicas**. 2002. 165p. Tese de Doutorado - Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP, São Paulo.

MEDINA, J. **Apostila de estabilização de solos** – COPPE/UFRJ. 1987.

OLIVEIRA, E. **Emprego de cal na estabilização de solos finos de baixa resistência e alta expansão: estudo de caso no município de Ribeirão das Neves**. 2010. 174p. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

PADULA, R. **Transportes – fundamentos e propostas para o Brasil**. Brasília: Ed. Confea, 2008. 1ª Edição.

PAIVA, C. E. L.; OLIVEIRA, P.C.A. DE. **Análise das propriedades da base de solo cimento deteriorada para fins de reciclagem profunda de pavimentos**. In: 7º Congresso Rodoviário Português, 2013, Lisboa. Novos desafios para a atividades rodoviárias. Lisboa: Centro Rodoviário Português, 2013. v. único. p. 01-10.

SEGANTINI, A. A. S. **Utilização de solo-cimento plástico em estacas escavadas com trado mecânico em Ilha Solteira-SP**. 2000. 206p. Tese de Doutorado - Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP, São Paulo.

SENÇO, W. **Manual de Técnicas de Pavimentação**. São Paulo: Ed. Pini, 2001. 1ª Edição: v. 2.

SPECHT, L. P. **Comportamento de misturas solo-cimento-fibra submetidas a carregamentos estáticos e dinâmicos visando a pavimentação**. 2000. 151p. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

## EFEITO DA QUALIDADE DE AMOSTRAS DE ARGILAS MOLES NA PREVISÃO DE RECALQUES

**Flávio Vieira da Silva Junior**

Acadêmico do curso de Mestrado em Engenharia de Transportes Instituto Militar de Engenharia  
flaviovisiju@gmail.com

**Maria Esther Soares Marques**

Professor do curso de Mestrado em Engenharia de Transportes Instituto Militar de Engenharia  
esther@ime.eb.br

**Magnos Baroni**

Professor do curso de Engenharia Civil Universidade Federal de Santa Maria

Magnos.baroni@gmail.com

**Mayara Gomes**

Acadêmico do curso de Mestrado em Engenharia de Transportes Instituto Militar de Engenharia  
mayarables@hotmail.com

**Resumo.** O artigo tem por objetivo estimar e comparar valores de recalque primário, secundário e total, obtidos através da aplicação de equações e utilização de parâmetros de compressibilidade de diferentes amostras de argila mole extraídas em depósito localizado na Zona Oeste do Rio de Janeiro. Na previsão dos recalques foi considerado um aterro de cota fixa igual à 3m, nível de água na superfície do terreno e o efeito da submersão do aterro.

**Palavras-chave:** *Qualidade de Amostras. Aterros sobre solos moles. Previsão de Recalque.*

### 1. INTRODUÇÃO

Depósitos de solos moles são frequentemente encontrados em todo o Brasil, sendo mais comum na área litorânea, mas também ocorrem em ambientes lacustres, não marinhos. As argilas do Rio de Janeiro e da Baixada Santista são frequentemente estudadas devido à ocupação mais antiga e extensa, porém, também há estudos nas regiões Sul, Centro Oeste e Nordeste do país (FUTAI, 2010).

A Barra da Tijuca, bairro localizado na Zona Oeste da cidade do Rio de Janeiro, é

atualmente a nova fronteira de ocupação urbana desta cidade, e vários depósitos de argila muito mole e compressível são encontrados nestes locais (LACERDA; ALMEIDA, 1995; ALMEIDA *et al.*, 2008; 2010).

A necessidade de se obter parâmetros geotécnicos representativos do subsolo tem levado ao desenvolvimento de diferentes técnicas de ensaios de laboratório e de campo. Diversas vezes é preferencial que se execute ensaios "*in situ*", para estimar-se a variação espacial do depósito, evitando assim as dificuldades decorrentes do amolgamento dos solos no processo de amostragem para os ensaios de laboratório (BARONI, 2010).

O amolgamento de uma amostra diminui a permeabilidade, causando assim a diminuição do coeficiente de adensamento vertical, acarretando em uma avaliação equivocada da evolução dos recalques com o tempo. Logo, os prazos previstos para a estabilização, com base em amostras amolgadas, podem ser maiores.

É importante ressaltar a necessidade de coleta de amostras indeformadas de qualidade para a determinação de parâmetros confiáveis que serão utilizados em projetos geotécnicos. Neste artigo serão apresentadas curvas de

amostras indeformadas coletadas na Zona Oeste do Rio de Janeiro, e serão utilizadas as correções propostas por Coutinho (2007) nas curvas das amostras amolgadas. O objetivo é utilizar a curva corrigida para obter parâmetros que serão utilizados em projetos geotécnicos.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Classificação da Qualidade de Amostras

Lunne *et al.* (1997) propuseram que a variação do volume de vazios ( $\Delta e$ ), devido à retirada da amostra, é mais prejudicial a estrutura do solo quanto menor for o índice de vazios inicial ( $e_0$ ), sugerindo então a utilização de  $\Delta e/e_0$ . Através da experiência do NGI os autores propuseram um critério de avaliação em termos de  $\varepsilon_v$ , para uma argila particular, multiplicando-se  $\Delta e/e_0$  por  $e_0/(1+e_0)$ , correspondente para um índice de vazios inicial igual a 2,0. Tal critério é observado na Tabela 1.

Tabela 1 – Critério para a Classificação da Qualidade de Amostras

Razão de Pré - Adensamento (OCR)	$\Delta e/e_0$			
	Excelente e a Muito	Boa a Aceitável	Ruim	Muito Ruim
1 - 2	<0,04	0,04 – 0,07	0,07 – 0,14	>0,14
2 - 4	<0,03	0,03 – 0,05	0,05 – 0,1	>0,1

Onde  $\Delta e = e_0 - e(\sigma'_v)$ ;  $e_0$  – Índice de vazios da amostra;  $e(\sigma'_v)$  – Índice de vazios para  $\sigma'_v$ .

Fonte: Adaptada de Lunne *et al.* (1997).

A partir do proposto por Lunne *et al.* (1997) e Coutinho *et al.* (1998), Coutinho (2007) apresenta uma proposta de classificação de qualidade de amostra que leva em consideração a relação da variação no

volume de vazios com o índice de vazios inicial,  $\Delta e/e_0$ .

Coutinho (2007), analisando os critérios adotados por Lunne *et al.* (1997), concluiu que, para as argilas do Recife, a proposta de Lunne *et al.* (1997), é muito rigorosa, adaptando-a, conforme apresentado na Tabela 2.

Tabela 2 – Critério para a Classificação da Qualidade de Amostras

	Excelente a Muito Bom	Boa a Aceitável	Ruim	Muito Ruim
$\Delta e/e_0$	<0,05	0,05 – 0,08	0,08 – 0,14	>0,14

Fonte: Adaptada de Coutinho (2007).

### 2.2 Método Estatístico de Regressão

A análise de regressão consiste na realização de uma análise estatística com o objetivo de verificar a existência de uma relação funcional entre uma variável dependente com uma ou mais variáveis independentes. Em outras palavras consiste na obtenção de uma equação que tenta explicar a variação da variável dependente pela variação do(s) nível(is) da(s) variável(is) independente(s).

O comportamento de Y em relação a X pode se apresentar de diversas maneiras: linear, quadrático, cúbico, exponencial, logarítmico, etc. Para se estabelecer o modelo para explicar o fenômeno, deve-se verificar qual tipo de curva e equação de um modelo matemático que mais se aproxime dos pontos representados no diagrama de dispersão.

No entanto o modelo escolhido deve ser coerente com o que acontece na prática. Para isto, devem-se levar em conta as seguintes considerações no momento de se escolher o modelo:

- O modelo selecionado deve ser condizente tanto no grau como no aspecto da curva,

para representar em termos práticos, o fenômeno em estudo;

- O modelo deve conter apenas as variáveis que são relevantes para explicar o fenômeno.

### 2.3 Método de Coutinho Para a Correção da Curva de Adensamento

Para a correção da curva de adensamento edométrico, Coutinho (2007) utilizou as curvas de avaliação da qualidade da amostra, onde através do ajuste logarítmico dos gráficos,  $(CR:\varepsilon_{v0}; e \sigma'_{vm}:\varepsilon_{v0})$  é possível se extrair os valores corrigidos de tensão de sobreadensamento  $(\sigma'_{vm})$  e razão de compressão (CR). Para a construção do gráfico é necessário que as amostras sejam de boa qualidade, para que tais amostras sirvam de gabarito para as amostras de má qualidade, como pode ser visto nas Fig. 1 e 2.

Coutinho (2007) verificou que os valores de CR e OCR diminuem muito quando  $\varepsilon_{v0}$  aumenta, e que existe um limite mínimo para valores de CR (20%), onde a partir daí a curva passa a ser constante, e para os valores de OCR (0,25), onde as amostras estão totalmente amolgadas. O autor ressalta que este tipo de procedimento é útil para a correção aproximada do valor de  $\sigma'_{vm}$  de amostras para utilização em projeto.

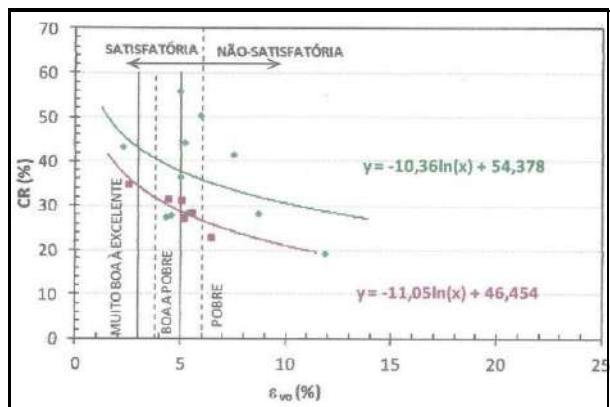


Figura 1 – Curva CR :  $\varepsilon_{v0}$ ; Fonte: Adaptada de Coutinho *et al.* (1998)

Assim, a partir das equações oriundas do ajuste logarítmico é possível a determinação de valores corrigidos de CR e  $\sigma'_{vm}$ .

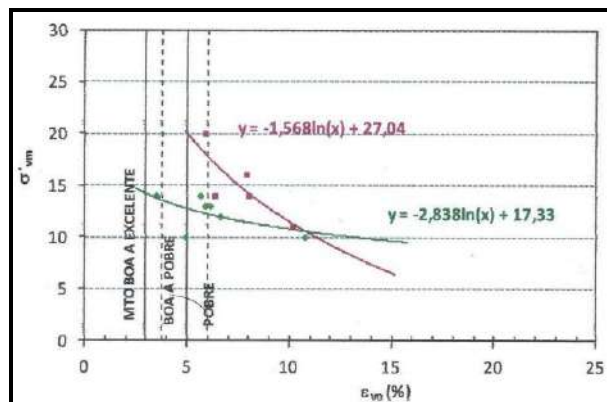


Figura 2 – Classificação da Qualidade da Amostra e Correção da Tensão de Sobreadensamento; Fonte: Adaptada de Coutinho *et al.* (1998).

### 2.4 Previsão de Recalques

Os recalques são frequentemente divididos em recalques imediatos ( $\Delta h_i$ ), recalques por adensamento primário ( $\Delta h$ ) e recalques por compressão secundária ( $\Delta h_{sec}$ ) (ALMEIDA; MARQUES, 2010).

Almeida e Marques (2010) definem que o recalque imediato decorre do carregamento instantâneo e sem variação de volume da argila. Por conseguinte, é também denominado recalque não drenado, elástico ou distorcional, e calculado, em geral, para o centro do aterro pela Teoria da Elasticidade, através da equação 1.

$$\Delta h = \frac{2 * \Delta \sigma v * b * (1 - v^2)}{E} \quad (1)$$

Onde: b é um dado geométrico do aterro;  $v = v_u = 0,5$  é o coeficiente de Poisson para a condição não drenada;  $E = E_u$  é o módulo de elasticidade também para a condição não drenada;  $\Delta \sigma v$  é o acréscimo de tensão devido à carga de aterro.

O cálculo de recalques para considerar o efeito de submersão deve ser iterativo. Calcula-se inicialmente o valor de recalque sem consideração de submersão do aterro, correspondente à primeira iteração “n”.

Admitindo-se o nível de água coincidente com o nível do terreno, a altura de aterro se divide em duas, uma correspondente ao trecho não submerso e a outra correspondente ao trecho submerso. Calcula-se então através da equação 2 o recalque para a segunda interação  $r_{n+1}$ .

Os cálculos devem ser refeitos até a convergência, ou seja, até que o recalque  $r_{n+1}$  coincida com o recalque  $r_n$  da interação anterior. No caso de haver subcamadas, este cálculo deve ser feito para todas as camadas até que ocorra a convergência, obtendo-se assim, o recalque primário total (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

$$r_{n+1} = H_o \left[ \frac{C_s}{1+e_{vo}} \cdot \log \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vo}} + \frac{C_c}{1+e_{vo}} \cdot \log \frac{\sigma'_{vo} + (h_{at} - r_n) \cdot \gamma_{at} + r_n \cdot \gamma_{sub}}{\sigma'_{vm}} \right] \quad (2)$$

Onde:  $H_o$  – Altura da subcamada  
 $C_s$  – Índice de recompressão  
 $C_c$  – Índice de compressão  
 $e_{vo}$  – Índice de vazios  
 $\sigma'_{vm}$  – Tensão de pré-adensamento  
 $\sigma'_{vo}$  – Tensão inicial efetiva  
 $h_{at}$  – Altura do aterro  
 $r_n$  – Recalque da camada de argila da interação anterior (altura do aterro submerso)  
 $\gamma_{at}$  – Peso específico do aterro  
 $\gamma_{sub}$  – Peso específico submerso do aterro.

Baseado em evidências experimentais, Martins (2005) propõem que o recalque

máximo por adensamento secundário é aquele correspondente à deformação vertical da condição de fim de primário (OCR = 1) para a reta OCR = 1,5, para uma dada tensão efetiva vertical atuante na argila mole. Este valor de deformação pode ser obtido calculando-se o recalque por adensamento primário, admitindo-se compressão até a tensão  $1,5 \sigma'_{vf}$ , seguido de descarregamento até  $\sigma'_{vf}$ .

Assim, considerando  $CR = \frac{C_c}{1+e_{v0}}$ , temos que:

$$\Delta h_{sec} = \frac{C_s}{C_c} * CR * h_{arg} \quad (3)$$

Onde,  $\Delta h_{sec}$  é o recalque secundário e  $h_{arg}$  é a espessura da camada de argila. Para camadas de argila com espessuras superiores à 10m, os recalques por adensamento secundário variam entre 0,4 e 0,75m, tornando-se, portanto, importante sua consideração na estimativa do recalque total.

### 3. MATERIAIS E MÉTODOS

#### 3.1 Solo

O solo que foi utilizado na pesquisa foi coletado em depósito de argila mole localizado em Itanhaguá, bairro da Barra da Tijuca, zona Oeste da cidade do Rio de Janeiro, RJ. As amostras foram retiradas pelos laboratoristas e técnicos da COPPE/UFRJ, seguindo as especificações detalhadas em Aguiar (2008) e Baroni (2010).

Os ensaios de adensamento edométrico em amostras de solo indeformado, foram realizados no laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ. Os ensaios realizados nas amostras de solo amolgado foram realizados no laboratório de Geotecnia e Pavimentação da Universidade Federal do Pampa – UNIPAMPA.

#### 3.2 Classificação das amostras

As amostras indeformadas obtidas junto ao laboratório de Geotecnia da COPPE – UFRJ e as amostras amolgadas ensaiadas no laboratório de Geotecnia e Pavimentação da UNIPAMPA, foram classificadas pelo método de Lunne *et al.* (1997), de acordo com a Tabela 1.

As amostras indeformadas obtidas junto ao laboratório de Geotecnia da COPPE – UFRJ e as amostras amolgadas ensaiadas no laboratório de Geotecnia e Pavimentação da UNIPAMPA, foram classificadas pelo método de Coutinho, de acordo com a Tabela 2.

### 3.3 Método para Correção dos Parâmetros de Adensamento

A correção da curva de adensamento proposta por Coutinho (2007) foi aplicada nas amostras amolgadas, ensaiadas no laboratório de Pavimentação e Geotecnia da UNIPAMPA, classificadas como Ruim ou Muito Ruim de acordo com a Tabela 2. O método de correção logarítmica foi utilizado como exposto no item 2.3 desse trabalho para a correção dessas amostras.

### 3.4 Previsão de Recalques

Para a realização da previsão de recalques, foi inicialmente projetado um aterro de largura infinita e altura = 3m, com nível d'água na superfície.

Após a classificação das amostras indeformadas, constatou-se que as amostras de “boa – qualidade” se limitam as camadas superficiais até uma profundidade não superior à 4m. Porém devido à camada de argila ser superior à 10m foi considerado além do recalque primário calculado através da equação 2, o recalque secundário, calculado utilizando-se a equação 3.

O mesmo procedimento foi realizado para as amostras amolgadas e posteriormente para as amostras corrigidas pelo Método de

Coutinho (2007), para a comparação do recalque causado nos três tipos de amostra.

No calculo do recalque total foi considerado um aterro de cota fixa e com efeito de submersão do aterro devido ao adensamento. Sendo o recalque total um somatório do recalque primário com o secundário.

## 4. RESULTADOS

### 4.1 Classificação das Amostras

A classificação das amostras foi feita obedecendo aos critérios propostos por Lunne *et al.* (1997) e Coutinho (2007), expostos nas Tabelas 1 e 2 desse trabalho. A Tabela 3 exhibe as classificações das amostras indeformadas e amolgadas.

A partir da Tabela 3, é possível verificar que mesmo em amostras antes dadas como de “boa qualidade” (indeformadas) a classificação de Lunne *et al.* (1997) e Coutinho (2007) comprovam a grande dificuldade de manipulação dessas amostras. Contudo apenas para as amostras que se encontram mais próximas da superfície foi possível a classificação como amostras de boa qualidade.

Tabela 3 – Classificação das Amostras

Amostra	Profund. (m)	Lune et al. (1997)	Coutinho (2007)
Indeformada	2,25 - 2,75	Ruim	Boa a Aceitável
	2,75 - 3,25	Excelente a Muito Bom	Excelente a Muito Bom
	4,25 - 4,75	Ruim	Ruim
	5,25 - 5,75	Ruim	Ruim
	8,75 - 9,25	Ruim	Ruim
	11,25 - 11,75	Muito Ruim	Muito Ruim
Amolgada	2,75 - 3,25	Ruim	Ruim
	5,25 - 5,75	Muito Ruim	Muito Ruim
	8,75 - 9,25	Muito Ruim	Muito Ruim
	11,25 - 11,75	Muito Ruim	Muito Ruim

### 4.2 Correção dos Parâmetros das Amostras Amolgadas

Devido ao número reduzido de amostras de “boa qualidade”, a confiabilidade dos dados geotécnicos para fins de projeto foi



comprometida. Optou-se então por utilizar a proposta de Coutinho (2007), para correção das amostras amolgadas. Em um ajuste logarítmico proposto por Coutinho (2007), quando o número de amostras de “má qualidade” é superior aos de “boa qualidade”, a tendência é que as amostras de “má qualidade”, “corrijam” as de “boa qualidade”.

Para verificar essa afirmação foram realizados os cálculos de recalque para amostras indeformadas, amolgadas e corrigidas. Em amostras amolgadas, o recalque é maior do que em amostras de “boa qualidade” (Almeida e Marques, 2010), o que geraria em projeto, aterros de maiores alturas, no caso de aterros de cota fixa. Assim, é necessário proceder à correção da curva de compressão da amostra amolgada para uma melhor previsão dos recalques. As Figuras 4 e 5 apresentam os gráficos de correção da tensão de sobreadensamento e razão de compressão das amostras coletadas em Itanhangá, zona Oeste do município do Rio de Janeiro, e a Tabela 4 apresenta os resultados corrigidos.

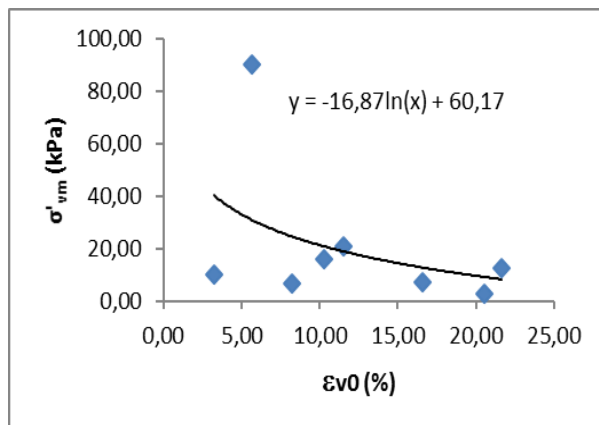


Figura 3 – Correção da Tensão de Sobreadensamento (argila de Itanhangá)

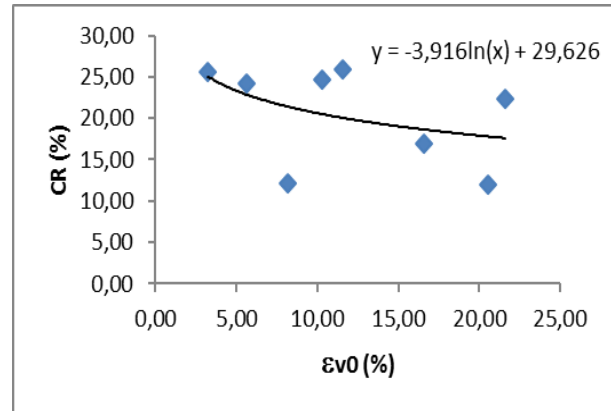


Figura 4 – Correção da Razão de Compressão (argila de Itanhangá)

Tabela 4 – Correção dos parâmetros de compressão das amostras amolgadas (argila de Itanhangá)

Amostra	Profund. (m)	$\sigma'_{vm}$ (kPa)	$\sigma'_{vm}$ (kPa) (Corrigida)	Evo(%)	CR(%)	CR(%) (Corrigido)
Amolgada	2,75 - 3,25	6,50	24,67	8,20	12,10	21,39
	5,25 - 5,75	3,00	9,19	20,53	12,04	17,79
	8,75 - 9,25	7,00	12,76	16,61	16,92	18,62
	11,25 - 11,75	12,50	8,33	21,61	22,28	17,59

Legenda: Evo = Deformação Volumétrica Inicial da Amostra; CR = Razão de Compressão;  $\sigma'_{vm}$  = Tensão de Pré-adensamento.

### 4.3 Cálculo dos Recalques

Os valores dos recalques primários, secundários e totais, foram calculados conforme descrito no item 2.5. Os resultados dos recalques calculados a partir das curvas de compressão obtidas das amostras indeformadas, das amostras amolgadas e das curvas corrigidas são apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 – Cálculo dos Recalques

Curva de compressão da amostra indeformada		
Recalque Primário(m)	Recalque Secundário (m)	Recalque Total (m)
1,371	0,53	1,901
Curva de compressão da amostra amolgada		
Recalque Primário(m)	Recalque Secundário (m)	Recalque Total (m)
2,792	0,28	3,032
Curva de compressão corrigida da amostra deformada		
Recalque Primário(m)	Recalque Secundário (m)	Recalque Total (m)
1,889	0,364	2,253

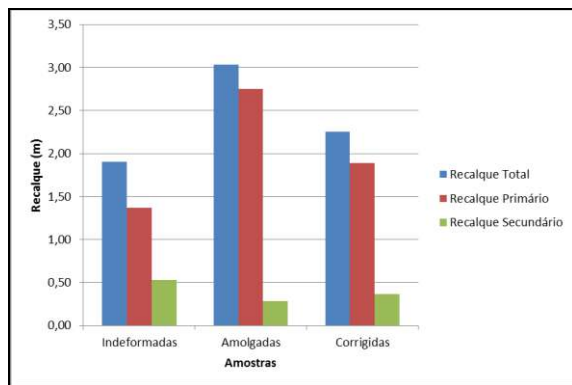


Figura 5 – Comparação dos Recalques

A partir da Figura 4, é possível notar que, no presente estudo, quanto maior for o grau de amolgamento da amostra maior será o seu recalque primário e menor o seu recalque secundário, quando comparado com as amostras indeformadas. Já no caso do recalque secundário, será maior em amostras indeformadas.

Pode-se notar também que os valores de recalque total para as amostras indeformadas e corrigidas foram próximos, variando em apenas 18%. Já para a amostra amolgada há uma variação de 35% para a amostra corrigida. Quando comparados os valores de recalque total da amostra indeformada e da amostra amolgada chega-se a uma variação de 60%, indicando então a necessidade de se utilizar amostras de boa qualidade em projetos.

Quanto à necessidade de material para a execução de aterros, cabe salientar que um aterro projetado a partir de resultados de

amostras amolgadas, acarretaria no calculo errado da quantidade de material. O recalque calculado para a amostra amolgada corresponde a 101% da altura final do aterro, sendo assim induziria à necessidade do dobro de material para a construção do aterro. Porém, quando analisamos o recalque para a amostra indeformada fica evidente o erro causado na utilização de amostras amolgadas no calculo do recalque, pois para a amostra indeformada se confirma a necessidade de apenas 63% a mais em altura de solo.

## 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir dos parâmetros geotécnicos dos solos amolgados, indeformados e corrigidos, foi efetuado o calculo de recalque para os dois tipos de amostras: deformadas e indeformadas. Além disto, para o caso das amostras deformadas, foram utilizados os resultados das curvas de compressão corrigidas. O calculo de recalque total foi obtido a partir do somatório dos recalques primários e secundários. O recalque primário foi obtido a partir da consideração do efeito de submersão do aterro. O recalque secundário foi calculado a partir do proposto por Martins (2005).

Para as amostras indeformadas os valores de recalque primário, recalque secundário e recalque total encontrados foram, respectivamente, 1,37m, 0,53m e 1,90m. Isto resulta em uma altura total de aterro igual a 4,90m.

Em amostras amolgadas os valores de recalque primário, recalque secundário e recalque total encontrados foram respectivamente, 2,75m, 0,28m, 3,03m. Resultando em um aterro de altura total igual a 6,03m. Quando comparado com o valor encontrado de aterro para amostras indeformadas, fica evidente a disparidade entre ambos. Com isso fica clara, a necessidade de conhecer a qualidade da

amostra trabalhada para evitar erros de projeto que causam superdimensionamento dos aterros.

As previsões com base nos resultados corrigidos das curvas de compressão das amostras deformadas, demonstram uma melhora significativa na previsão da altura final do aterro quando comparada com as amostras amolgadas, ficando a altura final do aterro para amostras corrigidas 15% menor do que para as curvas das amostras amolgadas sem correção. Quando comparada com as amostras indeformadas a altura final do aterro fica 5% maior, o que comprava a eficiência do método proposto por Coutinho (2007). Sendo assim os valores de recalque primário, recalque secundário, recalque total e altura total do aterro são respectivamente 1,89m, 0,36m, 2,25m e 5,25m.

Analisando os valores obtidos de recalques totais para as amostras indeformadas, amolgadas e corrigidas é possível afirmar que o método de correção dos parâmetros da curva de adensamento proposto por Coutinho (2007) é válido para a argila mole estudada no presente estudo. Essa afirmativa é possível já que o valor de recalque encontrado após a correção se torna intermediário aos valores das amostras indeformadas e amolgadas, tendendo a ficar mais próximo da amostra indeformada.

Através dos resultados obtidos é possível reafirmar a importância de amostras de boa qualidade para a execução de projetos confiáveis. Quando não for possível a obtenção dessas amostras devido à dificuldade encontrada, principalmente se tratando de solos moles compressíveis, a adoção de um método de correção da qualidade de amostras é eficaz na minimização dos erros de projeto. A adoção de mais de um método de correção pode elevar o nível de confiabilidade do projeto, pois é possível confrontar os valores encontrados.

Neste trabalho avaliou-se apenas a altura do recalque, não levando em consideração a baixa resistência do solo. Para complementar o trabalho deve-se avaliar a estabilidade da solução de aterro.

### *Agradecimentos*

Agradecer a CAPES, pelo apoio ao financiamento estudantil. A Universidade Federal do Pampa e COPPE/UFRJ, pela realização dos ensaios geotécnicos em seus laboratórios.

### **6. REFERÊNCIAS**

AGUIAR, V.N. **Características de Adensamento da Argila do Canal do Porto de Santos na Região da Ilha Barnabé**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2008.

ALMEIDA, M. S. S. Site Characterization of a Lacustrine Very Soft Rio de Janeiro Organic Clay. **1st International Symposium on Site Characterization**, Atlanta, USA, Vol 2, p. 961-966, 1998.

ALMEIDA, M.S.S., SANTA MARIA, P.E.L., MARTINS, I.S.M., SPOTTI, A .P., COELHO, L.B.M. Consolidation of a very Soft Clay with Vertical Drains – **Géotechnique 50**, No.6: p.633-643, 2000.

ALMEIDA, M.S.S., MARQUES, M.E.S., BARONI, M. Geotechnical parameters of very soft clays obtained with CPTu compared with other site investigation tools. **2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'10**, Huntington Beach, California, USA, 2010.

ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S. Aterros Sobre Solos Moles: Projeto e

Desempenho. **Coleção Huesker: Engenharia com Geossintéticos**, Oficina de textos, São Paulo, SP, 2010.

BARONI, Magnos. **Investigação Geotécnica em Argilas Orgânicas Muito Compressíveis em Depósito da Barra da Tijuca**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2010.

BELLO, Maria Isabela Marques da Cunha Vieira. **Estudos de Parâmetros Geotécnicos de Argilas Moles – Estruturação de Banco de Dados a Partir de Caracterização Geotécnica – Suape/PE**. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Pernambuco, Recife, PE, 2011.

COUTINHO, R. Q.; FERREIRA, S. R. M. Argilas orgânicas do Recife – Estudos de Caracterização e de Compressibilidade em Seis Depósitos, **Simp. Depósitos Quaternários das Baixadas Litorâneas Brasileiras - SIDEQUA**, vol. 1, p. 3.35–3.54, 1988.

COUTINHO, R. Q.; OLIVEIRA, J. T. R.; OLIVEIRA, A. T. J. Estudo Quantitativo da Qualidade de Amostras de Argilas Moles Brasileiras, **Anais Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - COBRAMSEG**, Brasília, vol. 2, p. 927–936, 1998.

COUTINHO, R. Q. Characterization and Engineering Properties of Recife Soft Clays, **The Second International Workshop on Characterization e Engineering Properties of Natural Soils**, Singapore, p. 2049–2100, 2007.

FUTAI, M. M. **Theoretical and Practical Concepts on Behavior Analysis os Some Rio de Janeiro Clays**. DSc. Seminar,

COOPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, p.133, 1982.

LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K.; POWELL, J. J. M. Cone Penetration Testing in Geotechnical Pratices. **Blackie Academic & Professional**, p.312, 1997.

MARTINS, I. S. M. **Algumas Considerações sobre Adensamento Secundário**. Palestra Proferida ao Clube de Engenharia, 2005.

MARTINS, I. S. M. **Sobre uma nova relação índice de vazios tensões em solos**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 1983.

## OBRA EMERGENCIAL PARA ESTABILIZAÇÃO DE TALUDE NA RODOVIA BR-290/RS NO SEGMENTO DA REGIÃO METROPOLITANA DE PORTO ALEGRE: ESTUDO DE CASO

**Alysson Fiorin de Jesus**

Triunfo Concepa

alysson.fiorin@triunfoconcepa.com.br

**Felipe Cipriani Luzzi**

Triunfo Concepa

felipe.luzzi@triunfoconcepa.com.br

**Eduardo Meirelles**

Triunfo Concepa

eduardo.meirelles@triunfoconcepa.com.br

**Fábio Hirsch**

Triunfo Concepa

fabio.hirsch@triunfoconcepa.com.br

**Thiago Vitorello**

Triunfo Concepa

thiago@triunfoconcepa.com.br

**Resumo.** *As rodovias exercem um fundamental papel no desenvolvimento de um país. Os passivos ambientais, principalmente, os processos de instabilização de taludes, onde abrange movimentos gravitacionais de massa e erosões podem ocorrer devido a insuficiência de estudos geológicos na fase de projeto, fatores construtivos, entre outros motivos, fazendo com que os taludes presentes nas rodovias sejam afetados por escorregamentos e erosões de diferentes portes. Foi estudado neste presente trabalho a realização de um projeto emergencial e consequentemente a obra emergencial para estabilização de um talude localizado no quilômetro 76 da BR-290/RS, região metropolitana de Porto Alegre, sentido Porto Alegre – Litoral.*

**Palavras-chave:** *Estabilização de talude. Rodovia BR-290/RS. Obra emergencial.*

### 1. INTRODUÇÃO

As rodovias exercem um fundamental papel no desenvolvimento de um país. Contudo, em alguns casos, a forma com que foram implantadas e operadas acabaram trazendo impactos negativos ao meio ambiente.

Os passivos ambientais, principalmente, os processos de instabilização de taludes, onde abrange movimentos gravitacionais de massa e erosões podem ocorrer devido a insuficiência de estudos geológicos-geotécnicos na fase de projeto, fatores construtivos, entre outras razões.

Portanto, por diversos motivos, importantes rodovias brasileiras apresentam taludes afetados por escorregamentos e erosões de diferentes portes.

De acordo com Filho e Virgili (1998), os taludes são definidos como superfícies

inclinadas de maciços terrosos, rochosos ou mistos, originados de processos geológicos e geomorfológicos diversos.

Dentre as causas da instabilização de taludes, a Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (ABGE, 2017) relata que elas podem ser externas, como as modificações da geometria da encosta, retirada de proteção superficial vegetal ou de solo mais resistente, condições climáticas e solicitações sísmicas e, ainda, internas, as quais são a diminuição da resistência do terreno, variação do nível d'água, erosão interna e liquefação espontânea.

Os escorregamentos de taludes são causados por uma redução da resistência interna do solo que se opõe ao movimento da massa deslizante e/ou por um acréscimo das solicitações externas aplicadas sobre o maciço.

De acordo com Fernandes (2014), os escorregamentos podem ser provocados por camadas muito delgadas de solos argilosos de alta plasticidade, com disposição ou inclinação desfavorável.

É importante destacar que com a ocorrência destes taludes afetados por escorregamento e erosões, envolve-se custos elevados para recuperação, sem contar nos custos indiretos, como interdição da pista e os congestionamentos que a obra irá gerar, podendo levar a deterioração de cargas e/ou atrasos em entregas.

A BR-290/RS atravessa o estado do Rio Grande do Sul de leste a oeste, e entre os km 75 ao km 96 atravessa a região metropolitana de Porto Alegre. Conforme Luzzi et al (2016), a rodovia tem passado por diversas melhorias e intervenções nos últimos anos, de forma a atender à crescente demanda.

O presente trabalho refere-se a uma obra emergencial realizada no Km 76 da BR-290/RS, sentido Porto Alegre – Litoral, devido a uma movimentação ocorrida no talude do aterro gerando um desnível vertical de

aproximadamente 3,0 metros entre o bordo do acostamento e o topo da movimentação.

A medida emergencial adotada deu-se pela implantação de um retaludamento na área afetada, por se tratar de um local com área suficiente para tal intervenção e dispender menos recursos financeiros para sua construção, quando comparadas a outras obras de estabilização.

A estabilidade do talude reconstruído foi obtida, aproximadamente em sua totalidade, devido a chave granular implantada na base do aterro, como demonstrado nos itens a seguir.

Este fato confirma-se quando em Massad (2013) é relatado que para a eficácia do retaludamento devem ser feitas alterações na geometria do talude, aliviando o peso junto a crista e acrescentando junto ao pé do talude.

É de conhecimento que a água exerce muita influência no processo de instabilização de maciços. Diante desta situação, as obras de estabilização do talude analisado neste trabalho, foram complementadas com a implantação de dispositivos de drenagem superficial do aterro, como sarjetas longitudinais a rodovia e descidas d'água com degraus no talude.

Além do descrito no parágrafo anterior, Pinto (2013) recomenda que obras de estabilização de encostas e de contenção de maciços recebam reconhecimento de sua complexidade, quando se trata de sua concepção e, também na necessidade de contemplação de sistemas acessórios como de controle executivo.

## 2. MEDIDAS EMERGENCIAIS

Devido a ruptura ocorrida no talude do aterro, foi necessário realizar algumas medidas emergenciais, afim de evitar maiores danos ao local e buscando a segurança dos usuários da rodovia.

Seguem descritas abaixo as medidas necessárias que foram tomadas:



- ➔ Interdição imediata do acostamento por uma extensão de 120 metros;
- ➔ Execução de uma canaleta na borda do acostamento com uma extensão estimada em 100 metros, com comprimento superior a trinca observada a jusante do acostamento;
- ➔ Monitoramento visual periódico da situação do talude e no caso de precipitação, monitoramento permanente no local;
- ➔ Em caso de indícios de movimentação, a faixa de tráfego pesado deveria ser interditada imediatamente.

### 3. OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS

Guidicini e Nieble (1983) comentam que escorregamentos rotacionais são analisados através da separação de uma determinada massa de material do terreno onde, de um lado a delimitação é feita pelo talude e o outro lado por uma superfície contínua de ruptura, realizando assim a análise de estabilidade dessa cunha.

A forma e a posição da superfície de um escorregamento, onde esta é influenciada pela distribuição de pressões neutras e pelas variações de resistência ao cisalhamento dentro da massa do terreno, que mais se aproxima da realidade é em forma de arco de circunferência ou cilíndrica e ocorre para materiais coesos (GUIDICINI; NIEBLE, 1983).

A partir do reconhecimento geométrico das curvas de nível do local, foi possível a verificação da geometria do talude anteriormente ao rompimento do mesmo e a partir de levantamento topográficos, foi levantada e projetada a nova configuração de geometria do terreno.

Além da superfície levantada, foram realizados no talude, sondagens auxiliares na caracterização do tipo de solo existente.

Com o intuito de se obter a mais próxima superfície de ruptura ao do cisalhamento ocorrido no talude, utilizou-se o software Slide, o qual pode fazer análises da inclinação do talude e infiltração subterrânea, entre outros, utilizando-se de dados probabilísticos.

Foram realizadas, no programa descrito anteriormente, retroanálises de várias combinações dos parâmetros do solo e na Fig 1 ilustra-se uma das superfícies encontradas.

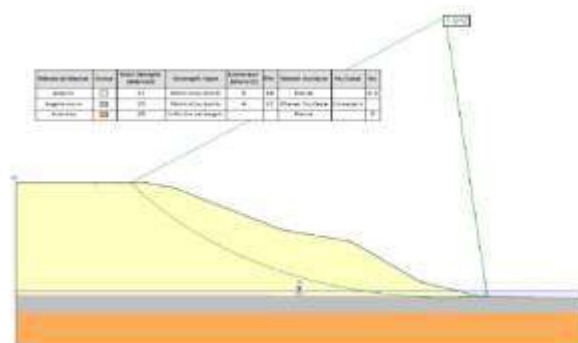


Figura 1. Exemplo de retroanálises realizadas.

As retroanálises resultaram nos valores de coesão, ângulo de atrito lateral, peso específico e razão de poro-pressão do material, da esquerda para a direita conforme Tabela 1, os quais foram utilizados para o dimensionamento do projeto de estabilização do talude.

Tabela 1. Coeficientes utilizados no dimensionamento do projeto.

$c'$ (kPa)	$\varphi'$	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$R_u$
05	26	17	0,3

### 4. SOLUÇÃO EMERGENCIAL ADOTADA

O dimensionamento da solução emergencial adotada foi realizado de acordo com a norma brasileira NBR 11682/2009 – Estabilidade de Encostas. A norma define o fator de segurança a ser adotado em função do nível de segurança contra danos a vidas

humanas, contra danos materiais e ambientais. O fator de segurança mínimo adotado deverá ser de 1,50.

É possível observar, Fig. 2, a seção tipo da solução emergencial adotada.

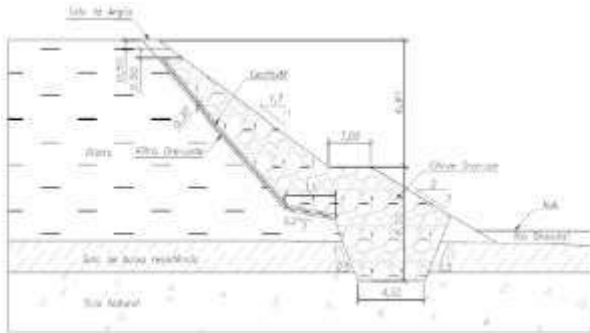


Figura 2. Seção tipo da solução emergencial adotada.

Para a determinação da configuração da solução foram realizadas análises de estabilidade através dos métodos de equilíbrio limite. A Fig. 3 apresenta a análise de estabilidade realizada para a solução supracitada.

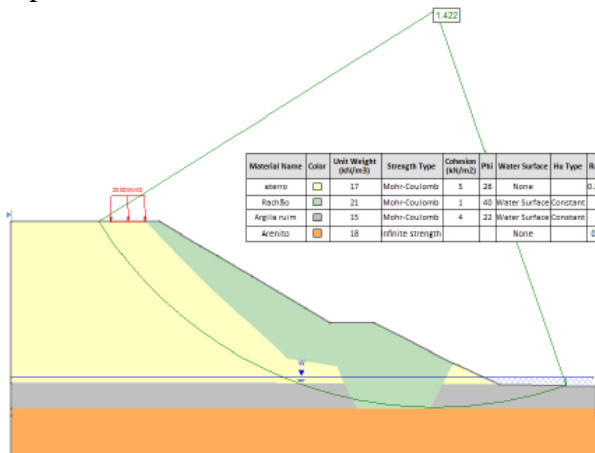


Figura 3. Análise de equilíbrio limite da solução.

Afim de se garantir a segurança durante a execução foi desenvolvida a seguinte sequência construtiva:

- ➔ Remoção da massa rompida do material respeitando a inclinação

indicada na seção tipo, conforme Fig. 4.

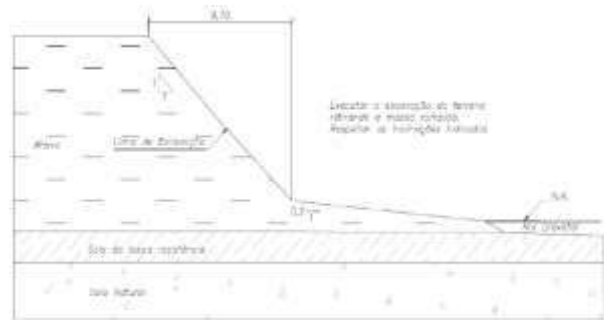


Figura 4. Primeiro passo para execução da obra emergencial de estabilização do talude.

- ➔ Escavação da chave granular em nichos de no máximo 3,00 metros de comprimento respeitando a inclinação de 2V:1H, tomando o cuidado para escavar toda a camada de argila cinza. Conforme Fig. 5.

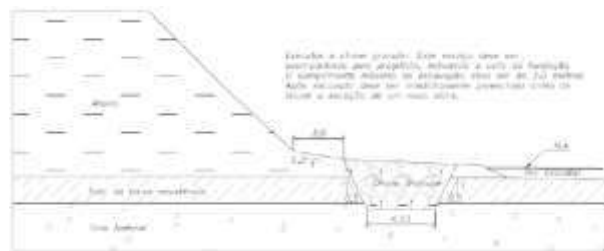


Figura 5. Segundo passo para execução da obra emergencial de estabilização do talude.

- ➔ Preenchimento da chave granular com rachão antes de escavar o nicho subsequente.
- ➔ Revestimento do tardoz da escavação com geotêxtil e, posteriormente, executar um drenagem de areia ou de brita 02 no pé do talude, conforme exemplificado na Fig. 6.

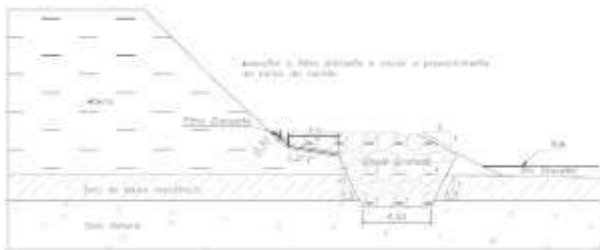


Figura 6. Quarto passo para execução da obra emergencial de estabilização do talude.

- ➔ Na sequência executou-se o reaterro de rachão em conjunto com a camada drenante de areia ou brita 02. Junto ao rio deve ser executada uma camada de proteção de margem com pedra de grande diâmetro (i.e. 80 cm) até a conta frequente de cheia.

## 5. EXECUÇÃO DA OBRA EMERGENCIAL

Devido as adversidades climáticas na região metropolitana de Porto Alegre no início do ano de 2016, o talude citado anteriormente acabou chegando a ruptura. Ilustra-se na Fig. 7 o talude com a ruptura e logo.



Figura 7. Ruptura do talude do km 76 da BR-290/RS

Nas Fig. 8 e 9, verifica-se a medida paliativa realizada no local, com a execução de sarjeta em material asfáltico e a

impermeabilização do talude com a utilização de lona plástica.



Figura 8. Vista da Rodovia no km 76 da BR-290/RS – Execução de sarjeta com material asfáltico



Figura 9. Vista do talude no km 76 da BR-290/RS – Proteção com lonas plásticas (impermeabilização)

Após a realização do projeto emergencial e as medidas paliativas realizadas foi dado início a obra para estabilização do talude no km 76 da rodovia BR-290/RS, de acordo com o projeto inicialmente descrito nos itens anteriores.

Na Fig. 10 pode ser observado o andamento da obra.





Figura 10. Durante a realização da obra emergencial para estabilização do talude.

Na Fig. 11 pode ser observado a escavação do nicho para realização da chave granular, conforme já comentado anteriormente.



Figura 11. Escavação do nicho para realização da chave granular

Na Fig. 12 a obra emergencial encontra-se concluída, com o talude estabilizado e, desta forma minimiza-se a possibilidade de novas ocorrências de magnitude semelhante a encontrada anteriormente a execução da obra, mesmo que em condições adversas de tempo.



Figura 12. Obra emergencial da recuperação talude concluída

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

Foi realizado um projeto executivo emergencial para estabilização de um talude rodoviário, localizado no km 76 da BR-290/RS, sentido Porto Alegre – Litoral, seguindo todas as recomendações da norma brasileira NBR 11682/2009 – Estabilidade e Encostas.

A solução projetada consistiu na escavação da massa de solo rompida, com a execução de uma chave granular junto ao pé do talude e um reaterro com material pétreo, tomando os cuidados necessários a segurança e seguindo todos os detalhes e recomendações especificados pelo projetista.

A condição da rodovia, com o talude rompido, apresentava riscos aos usuários, colaboradores e trabalhadores, principalmente quanto a utilização do acostamento e da faixa de rolamento mais próxima ao talude, na qual trafegam os veículos de carga.

Portanto, após a realização do projeto emergencial, executou-se a obra emergencial para estabilização do talude da rodovia, seguindo todas as orientações do projetista, de forma que o talude fosse estabilizado, e, assim, anulasse-se qualquer risco de dano a vidas humanas, danos materiais e ambientais.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT, ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11682: Estabilidade de Taludes. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA (ABGE). Glossário: estabilização de talude e encosta. Disponível em: <http://abge.org.br>. Acesso em 02/04/2017.

FERNANDES, M. M. Mecânica dos Solos: **Introdução à Engenharia Geotécnica**. São Paulo – Brasil: Oficina de Textos, 2014. 445 – 508 P.

FILHO, O. A.; VIRGILI, J. C. Estabilidade de Taludes. In: OLIVEIRA, Antônio Manoel dos Santos; BRITO, Sérgio Nertan Alves de. Geologia de engenharia. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998.

GUIDICINI, Guido; NIEBLE, Carlos M..1. Escavação 2.Estabilizaçãodo solos. 3. Taludes (Mecânica dos Solos).2. ed.São Paulo: Blucher, 1983. 194 p.

LUZZI, F. C.; VITORELLO, T.; HIRSCH, F.; MEIRELLES, E.; JESUS, A. F.; BERGMANN, E.; TIEFENSEE, M. Ampliação da Capacidade da BR-290 (Free Way) no segmento da Região Metropolitana de Porto Alegre: Estudo De Caso. In: 45º REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 2016, Brasília. ABPv, 2016. Meio digital.

MASSAD, F. Obras de Terra: curso básico de geotecnia. São Paulo:Oficina de Textos, 2003.

PINTO, E. L. S. Retroanálise de Ruptura de Estrutura de Contenção em Retângulos em Belo Horizonte/MG. Belo Horizonte, 2013.

## RELAÇÕES ESTATÍSTICAS ENTRE OS ENSAIOS DE CBR E MÓDULO DE RESILIÊNCIA NO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM PAVIMENTO FERROVIÁRIO

**Mayara Souza Gomes**

Mestranda em Engenharia de Transportes do Instituto Militar de Engenharia  
mayarabless@hotmail.com

**Reinaldo Moreira Del Fiaco**

Mestrando em Engenharia de Transportes do Instituto Militar de Engenharia  
cmtefiaco@gmail.com

**Antonio Carlos Rodrigues Guimarães**

Professor no Programa de Eng. De Transportes do Instituto Militar de Engenharia  
guimaraes@ime.eb.br

**Maria Esther Soares Marques**

Professora no Programa de Eng. De Transportes do Instituto Militar de Engenharia  
esther@ime.eb.br

**Marina Donato**

Mestranda em Engenharia de Transportes do Instituto Militar de Engenharia  
donato@ime.eb.br

**Resumo.** *Os ensaios por CBR realizados para as ferrovias do Brasil, necessitam de correções estatísticas, pois os parâmetros de referência do módulo de resiliência são para solos típicos do hemisfério norte. Os parâmetros fundamentais que servem para a correção com o CBR são superestimados, uma vez que os ensaios sofrem influência da granulometria e não avalia a deformação da amostra. O artigo avalia o impacto do cálculo da tensão admissível de um pavimento ferroviário em correção com o CBR, e executa o ensaio de triaxial dinâmico para obter o Módulo de Resiliência. As tensões admissíveis calculadas por meio de correlações com o CBR apresentaram uma média de 1,92 kgf/cm<sup>2</sup>, inferir ao encontrado no módulo de resiliência de 2,7 kfg/cm<sup>2</sup>. Outros ensaios físicos e estatísticos são necessários para comparar as diferenças de tensões nas pesquisas com solos tropicais.*

**Palavras-chave:** *Teste de resiliência. Solos tropicais. Pavimento ferroviário.*

### 1. INTRODUÇÃO

A partir de observações empíricas e da referência de Spada (2005) o que se vê são projetos de pavimentos ferroviários realizados por correlações de variáveis geotécnicas consideradas como “padrão”. Para o sucesso dos projetos de pavimentação, são utilizados métodos mecanicistas para nortear os cálculos de tensão admissível do solo. Os métodos de análise de mecânica do pavimento servem para avaliar a resistência do solo em função da transferência de tensões entre as camadas de fundação da via (BEZERRA NETO, 2004).

Para Bezerra Neto (2004), Spada (2005) e Bernucci et al. (2008) os critérios de decisão para o dimensionamento dos pavimentos são baseados no método do CBR de origem rodoviária, entretanto os esforços são diferentes para cada modo de transportes.

O objetivo do estudo é compreender as relações estatísticas entre os ensaios de CBR e de triaxial dinâmico no comportamento mecânico de amostras de um pavimento ferroviário.



Na primeira seção há a revisão bibliográfica sobre a mecânica dos pavimentos ferroviários. Na segunda seção são discutidos conceitos sobre os ensaios de módulo de resiliência e o CBR. O artigo segue com a metodologia para encontrar as correlações encontradas nos ensaios, os resultados dos ensaios e das tensões admissíveis no subleito de um pavimento ferroviário estudado.

## 2. MECÂNICA DOS PAVIMENTOS FERROVIÁRIOS

Para Spada (2003) a mecânica dos pavimentos estuda como que a repetição de uma força significa em relação aos níveis de tensão que causam as deformações elásticas e plásticas dos solos.

A via férrea está sujeita aos esforços verticais, laterais e longitudinais. Muniz (2002) considera que os procedimentos geotécnicos para o ensaio do CBR servem para a análise dos componentes verticais. Ensaios como o triaxial dinâmico, avaliam os esforços em todas as direções.

Em 1867, o Modelo de Winkler (1) surgiu para o cálculo da propagação de cargas nos componentes da via. Nesse modelo considera que a via é um sistema de vigas contínuas e que os trilhos possuem comprimento infinito, e são equidistantes sobre as molas de módulos de rigidez invariável com o número infinito de vãos, sendo as reações dos apoios proporcionais às suas deflexões (SPADA, 2005; GOMES; HELAL; CARLOS FILHO, 2015).

$$p = Cy \quad (1)$$

Onde,

$p$  = força por unidade de área;

$y$  = deflexão; e

$C$  = Coeficiente de Winkler ou de lastro, definido por uma tensão por unidade de

comprimento que produz deflexão unitária no lastro ferroviário.

Zimmermann, 1888, desenvolveu um método para cálculo de esforços no pavimento ferroviário em base ao Modelo de Winkler. O novo método incluiu na expressão os vetores verticais no momento de flexão dos trilhos, a rigidez da flexão, o coeficiente de recalque e o ombro do lastro (MUNIZ, 2005).

No século XX, o Modelo de Talbot (2) apresentou os procedimentos para o cálculo das propagações de tensões na via. A diferença entre Zimmermann e Talbot está no conceito em que o modo da via é definido como coeficiente de reação, e da distribuição uniforme do carregamento linear nos esforços dinâmicos no sentido das camadas inferiores para as superiores.

$$p = uy$$

Onde,

$p$  = o carregamento linear uniforme distribuído na reação do lastro com os esforços na via;

$u$  = módulo da via; e

$y$  = deflexão do trilho.

Nos primeiros estudos sobre as camadas dos pavimentos ferroviários, eram considerados as características de cada material por meio de uma série de ensaios com as tensões e distribuições de cargas sob a espessura do lastro (SELIG; WATERS, 1994). Delgado (2012) já diz que os componentes da via férrea devem ser considerados como um único componente para cálculo das tensões e distribuições das cargas.

Os componentes estruturais da via férrea que sofrem os esforços do carregamento vertical são: trilhos, fixações, dormentes, lastro, sublastro e subleito (SPADA, 2005). Essa configuração permite com que seja possível estabelecer uma previsão sobre o desempenho da linha férrea e contribui para a otimização dos aspectos técnicos e econômicos da superestrutura.

### 3. METODOLOGIA

#### 3.1 Módulo de resiliência

O módulo de resiliência surge com o objetivo de aferir as deflexões de pavimentos submetidos aos esforços de movimentação de uma via e estimar os valores máximos para uma vida útil satisfatória. (MEDINA; MOTTA, 2014).

O módulo de resiliência é utilizado no dimensionamento mecânico de estruturas de pavimento, sendo um parâmetro que representa o comportamento mecânico de materiais quanto às solicitações repetidas de carga, que frequentemente adquirida em laboratório (MARANGON; MOTTA, 2014).

O ensaio triaxial de carga repetida reproduz as condições de esforços que o solo é submetido na via, com o objetivo de verificar as propriedades de resiliência daquela amostra (MEDINA; MOTTA, 2014).

Para a configuração do ensaio, o corpo de prova deve ser obtido de um bloco de amostra indeformada com dimensões de 30 cm x 30 cm x 30 cm, ou com uma amostra de solo deformada que foi compactada em laboratório, e os moldes em corpos-de-prova nas condições de umidade ótima e densidade máxima determinada na curva de compactação (DNER, 2010).

Para o ensaio triaxial é necessário que a amostra seja condicionada em uma sequência de cargas dinâmicas que reproduza as condições que levam a deformações permanentes que ocorrem nas primeiras aplicações da tensão desvio. A frequência das cargas dinâmicas é de 60 ciclos por minuto (1 Hz), sendo 0,1 segundo (s) em força e 0,9 s em repouso. Mas quando há uma tensão desvio deve ser aplicada 200 ciclos, conforme sequência de tensões apresentada na tabela 1 (DNER, 2010).

Tabela 1. Sequência de tensões para fase de condicionamento da amostra

Tensão Confinante	Tensão Desvio $\sigma_d$ (kpa)	Razão de Tensões 1/3
68,9	68,9	02
68,9	206,8	04
102,9	309	04

Após a amostra ser condicionada, pode então ser colocada na câmara triaxial, no qual um fluxo de ar comprimido atua como pressão em uma válvula cilíndrica. Essa válvula tem a operação intermitente, para controlar a pressão do ar.

O método de Medina e Motta (2005) consiste em 18 ciclos de carga da tensão desvio com 6 valores de tensão confinante (tabela 2), e 10 aplicações de carga por ciclo para a obtenção das leituras das deformações resilientes, e com intervalo entre cargas de 2,86s a 0,86s (DNER, 2010).

Tabela 2. Sequência de tensões para determinação do módulo de resiliência

Tensão Confinante	Tensão Desvio $\sigma_d$ (kpa)	Razão de Tensões 1/3
20,7	20,7	02
	41,4	03
	62,1	04
34,5	34,5	02
	68,9	03
	102,9	04
50,4	50,4	02
	102,9	03
	155,2	04
68,9	68,9	02
	137,9	03
	206,8	04
102,9	102,9	02
	206,8	03
	309,0	04
137,9	137,9	02
	274,7	03

### 3.2 Ensaio de CBR

O ensaio de índice de Suporte Califórnia (usado com o acrônimo em inglês, CBR) analisa a capacidade de suporte dos pavimentos em termos de ruptura plástica. O ensaio determina a relação entre a pressão necessária para que um pistão penetre no corpo de prova do solo e em uma brita padronizada (DNIT, 2006; MEDINA, MOTTA, 2014).

O ensaio de CBR é um método empírico, (PINTO, 1991), que possibilita a análise do comportamento de resistência e deformação do solo por meio de um índice.

O corpo de prova é realizado com cinco teores de umidade diferentes e com níveis de energia que variam em três métodos (normal, intermediário e modificado) (MEDINA; MOTTA, 2014).

### 3.3 Correlações existentes entre MR e CBR

A equação do módulo de resiliência (3) considera condições padronizadas nos ensaios, e são calculadas a partir do valor do CBR com parâmetros de um modelo linear de aproximação 326 e 67 (MEDINA; 2014).

$$MR \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 326 + 67 \text{ CBR} \quad (3)$$

Powell (1996) propôs duas equações exponenciais (4), dependendo da unidade, para a correção entre o módulo de resiliência e o CBR.

$$\begin{aligned} MR \text{ (psi)} &= 2550 \times \text{CBR}^{0,64} \text{ ou} \\ Mr \text{ (Mpa)} &= 17,48 \times \text{CBR}^{0,64} \end{aligned} \quad (4)$$

Aashto (1962) adotou a equação (5) proposta por W. Heukelom e A.

$$\begin{aligned} MR \text{ (psi)} &= 1500 \times \text{CBR} \text{ ou} \\ MR \text{ (Mpa)} &= 10,43 \times \text{CBR} \end{aligned} \quad (5)$$

Baseados em experimentos de campo com solo temperado para relacionar com o CBR como módulo de elasticidade dos solos, W. Heukelom e A. Klomp encontraram a seguinte equação (6)

$$E \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 100 \times \text{CBR} \quad (6)$$

Medina e Motta (2014) criticam as correlações entre o MR e o CBR, pois no ensaio do CBR o solo é caracterizado de “modo grosseiro” quando submetido a deformações plásticas elevadas. Apesar dos ensaios terem respostas diferentes, um sobre um ponto (CBR) e outro por uma equação (MR), a correlação direta não representa as mesmas características do solo. Além dos valores de correlação conhecidos para solos típicos não servem para os solos tropicais (MEDINA; MOTTA, 2014).

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

As amostras de solo para a presente pesquisa foram coletadas na região sudeste do Pará, em uma região de abrangência da Estrada de Ferro Carajás (EFC).

Para realização dos ensaios de caracterização foram coletadas 11 amostras deformadas de 40kg cada, além de 11 amostras indeformadas com dimensões de 30 cm x 30cm x 30, no mesmo horizonte geotécnico que apresentou camadas de 0,00 a 0,15m com predominância de argila siltosa com raízes, e 0,10 a 1,70m de argila arenosa de cor vermelha (figura 3).



Figura 3 - Coleta de amostra deformada

Após a fase da coleta, acondicionamento e identificação das amostras indeformadas, ocorreu o processo de envio de 3 amostras ao

Rio de Janeiro/RJ para realização dos ensaios triaxiais no laboratório de pavimentação do Instituto Militar de Engenharia (IME), e envio das demais 8 amostras indeformadas para o laboratório de pavimentação da Universidade de Viçosa em Minas Gerais.

Os ensaios de caracterização tradicional foram realizados no laboratório de solos da empresa IM engenharia em Marabá – PA.

O solo da região em estudo é predominantemente fino, com percentual médio de solo passando na peneira nº 200 de aproximadamente 44%.

Com os ensaios de frasco de areia foi possível detectar a massa específica in situ do trecho, com média de  $1,50 \text{ g/cm}^3$  e umidade natural de 12,37%. Os ensaios de compactação indicaram densidade máxima média de aproximadamente  $1,79 \text{ g/cm}^3$  e uma média de umidade ótima de 11,81%. O CBR médio do segmento apresentou percentual na ordem de 28,5% e expansão de 1,40%.

A partir do ensaio triaxial cíclico para obtenção do módulo de resiliência, e do ensaio de CBR tradicional (tabela 3) realizou-se o

cálculo da tensão admissível utilizando a correlação com CBR para comparar com os valores de tensão obtidos pela inserção direta do módulo de resiliência na equação da tensão admissível.

Tabela 3: Resultados de CBR e MR do Triaxial

Amostra	CBR (%)	100x cbr (kgf/cm <sup>2</sup> )	MR (kgf/cm <sup>2</sup> )
<b>1</b>	32	320	4160
<b>2</b>	17,3	173	2740
<b>3</b>	15,8	158	3730
<b>4</b>	27,6	2760	3045
<b>5</b>	20	2000	1856,6
<b>6</b>	7,9	790	4400
<b>7</b>	35	3500	1860
<b>8</b>	60	6000	3040
<b>9</b>	29	2900	4160
<b>10</b>	11	1100	2990
<b>11</b>	6,9	690	2910

Para o “N” ferroviário empregou-se  $2,64 \cdot 10^8$ , considerando uma composição com 4 locomotivas de 6 eixos cada, 330 vagões com 4 eixos cada, tráfego estimado para a via de 27 pares de trem ao dia e 20 anos de projeto.

Locomotivas:  $N_L = \text{composição} \times \text{n}^\circ \text{ eixos} \times \text{periodicidade} \times 365 = 4 \times 6 \times 27 \times 365 = 236.520$

Vagões:  $N_V = \text{composição} \times \text{n}^\circ \text{ eixos} \times \text{periodicidade} \times 365 = 330 \times 4 \times 27 \times 365 = 13008,600$

$N = (N_L + N_V) \times 20$

$N = 2,64 \times 10^8$

Uma vez calculado o valor correspondente ao N ferroviário, calcularam-se os valores de tensão admissível com CBR e MR utilizando-se a fórmula de Heukelon, conforme calculado para amostra 01:

CBR = 32%

MR = 4160 kgf/cm<sup>2</sup>

$$\sigma_{adm} = \frac{0,006M_R}{1 + 0,7 \log N} \quad (7)$$

$$\sigma_{adm} = \frac{0,006(100 * 32)}{1 + 0,7 \log(2,64 * 10^8)}$$

$$\sigma_{adm} = 2,78(\text{kgf} / \text{cm}^2)$$

Para a identificação da tensão admissível por meio do módulo de resiliência obtido com o ensaio triaxial empregou-se diretamente o valor dos módulos na equação de Heukelon.

Assim, resultou-se nos dados apresentados na tabela 4:

Tabela 4: Resultados de CBR e MR do Triaxial

Amostra	Tensão admissível CBR (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tensão admissível MR (kgf/cm <sup>2</sup> )	Variação
1	2,78	3,62	130%
2	1,5	2,32	155%
3	1,37	3,24	236%
4	2,40	2,65	110%
5	1,74	1,62	35%
6	0,69	3,83	557%
7	3,05	1,62	35%
8	3,62	2,52	70%
9	2,52	3,62	143%
10	0,96	2,60	272%
11	0,60	2,53	422%

Nota-se que as tensões admissíveis calculadas através de correlações com o CBR apresentaram como tensão vertical atuante uma média de 1,92 kgf/cm<sup>2</sup>, inferior ao valor correspondente a média das tensões obtidas com utilização direta do módulo de resiliência de 2,74 kgf/cm<sup>2</sup>, uma variabilidade de 142%, o

que mostra dispersão dos resultados em função do método de dimensionamento adotado.

A figura 1 apresenta o gráfico com o comparativo das tensões admissíveis no subleito notando-se que as amostras 5 e 7 são as únicas que apresentaram valores de tensão admissível calculados pelo CBR superiores aos calculados por meio do MR do ensaio triaxial.

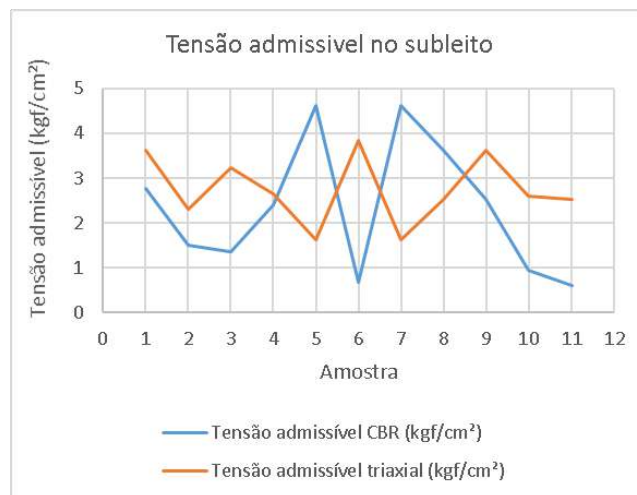


Figura 1 – Comparativo das tensões admissíveis no subleito CBR x MR

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O entendimento do comportamento mecânico do pavimento ferroviário, atualmente, consiste em uma abordagem essencialmente empírica e embasada em teorias que envolvem como principal parâmetro o resultado do ensaio de CBR.

No entanto, sabe-se que para uma compreensão realista do comportamento da via férrea deve-se considerar o pavimento como um sistema incluídos reconhecimentos de apoios recebidos de indivíduos e instituições.

Assim, por meio do presente artigo foi possível identificar a dispersão das tensões admissíveis no subleito de um pavimento

ferroviário quando calculadas com CBR x MR do ensaio triaxial, sendo a diferença da ordem de 42%.

Dessa forma, vale frisar a importância do dimensionamento dos pavimentos férreos baseados na resiliência mecânica do solo que representa de fato com mais acurácia as características dos materiais constituintes do pavimento.

### *Agradecimentos*

Esse artigo foi conduzido durante o suporte da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES.

## **2. REFERÊNCIAS**

AASTHO. “Second Progress Report of the Special Committee on Stresses in Railroad Track”. Bulletin of AREA, Vol. 19, Nº 205, March, pp. 875-1058.

BEZERRA NETO, R. S. Análise Comparativa de Pavimentos Dimensionados Através dos Métodos Empírico do DNER e Mecanístico e Proposta de um Catálogo Simplificado de Pavimentos para a Região de Campo Grande (MS). Tese de Doutorado, USP, São Carlos, 2004.

DELGADO, B. S. Análise da Deformabilidade de um Solo Tropical do Oeste do Maranhão como Material de Sublastro na Estrada de Ferro Carajás. Dissertação de Mestrado, UFOP, Outro Preto, 2012.

DNER, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Solos – Determinação do Módulo de Resiliência. Norma Rodoviária DNER-ME 134, 2010.

GOMES, M. S.; HELAL, A. M. P.; CARLOS FILHO, J. Análise do Comportamento Mecânico de um Pavimento Ferroviário Através de um Estudo Comparativo Entre os Ensaios do CBR e Módulo de Resiliência, n. 3, v. 1. Revista do CEBS – Periódico do Centro de Estudos em Desenvolvimento Sustentável da UNDB.

MARANGON, M.; MOTTA, L. M. G. . Valores Típicos para Módulos de Resiliência de Solos Lateríticos Argilosos da Zona da Mata de Minas Gerais. II Simpósio de Jovens Engenheiros Geotécnicos/Mesa Redonda Estabilização de Encostas. Rio de Janeiro/RJ: ABMS, 2006.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. Mecânica dos Pavimentos, Editora UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2014.

MUNIZ DA SILVA, L. F. Fundamentos para um Sistema de Gerência de Manutenção de Pavimentos Ferroviários Utilizando Critério de Deformação Resiliente. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1991.

Powell, W. B. (1996). A stochastic formulation of the dynamic assignment problem, with an application to truckload motor carrier. Transportation Science, 30 195-219.

SELIG, E. T.; WATER, J. M. Track Geotechnology and Substructure Management, Thomas Telford Services, London, 1994.

SPADA, J. L. G. Uma Abordagem de Mecânica dos Pavimentos Aplicada ao Entendimento do Mecanismo de Comportamento Tensão-Deformação da Via Férrea. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2003.



## PRECIPITAÇÃO DE CARBONATO DE CÁLCIO COMO FORMA DE CIMENTAÇÃO DE SOLO ARENOSO

**Gregório Rigo Garbin**

Mestrando do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
greggarbin@gmail.com

**Antonio Thomé**

Dr. Eng. Professor/Pesquisador do curso de Engenharia Civil da Universidade de Passo Fundo  
thome@upf.br

**Vinícius Luiz Pacheco**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil da Universidade de Passo Fundo  
vinimanfroipacheco@gmail.com

**Bruna Bilhar Dall'Agnol**

Mestranda do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Passo Fundo  
brunab\_d@hotmail.com

**Resumo.** A biocimentação mostra-se uma alternativa mais sustentável para o melhoramento de propriedades do solo, baseando-se nas reações bioquímicas que nele ocorrem. A precipitação microbially induzida de carbonato de cálcio (MICP) como forma de cimentação para a areia de Osório é apresentada nesse estudo. MICP (*microbially induced calcite precipitation*) ocorre graças a hidrólise bacteriana de ureia no solo na presença de íons de cálcio. Esse estudo propôs o estímulo das bactérias nativas do solo de areia de Osório, para a precipitação de carbonato de cálcio. Os microrganismos foram tratados com solução composta por um meio de cultivo, ureia e cloreto de cálcio, como fonte de íons de carbonato e de cálcio, respectivamente, através de aplicações diárias durante um período de 28 dias. Preparou-se um corpo de prova com areia de Osório para a técnica de biocimentação. De forma a determinar o acréscimo de resistência proporcionado pela técnica, ao fim do período de 28 dias de tratamento, foi realizado ensaio de compressão simples na amostra. Posteriormente, foram feitas análises de microscopia eletrônica de varredura associada a espectrometria dispersiva de energia em amostra do topo do corpo de prova, de forma a identificar a precipitação de carbonato de cálcio. Os resultados apresentam a morfologia e estrutura do carbonato de cálcio precipitado. Conclui-se que a técnica apresentada proporcionou efetivamente a cimentação do corpo de prova de areia de Osório através da precipitação de cristais de carbonato de cálcio, dessa forma aumentando a resistência da amostra.

**Palavras-chave:** Biocimentação. Carbonato

*de cálcio. Melhoramento de solos.*

### 1. INTRODUÇÃO

A expansão da infraestrutura civil no mundo está condicionada a disponibilidade de solos capazes de suportarem os avanços da construção civil. Para tanto, o melhoramento de solos torna-se uma técnica fundamental. Dentre essas técnicas, muitas requerem adição de energia mecânica e/ou materiais sintéticos, as quais acarretam em grandes movimentos de solo com alto custo de energia associado, ou ainda técnicas de injeção e grouting que comumente alteram o pH do subsolo podendo até em alguns casos serem tóxicos. Portanto, mostra-se necessário o uso de técnicas que apresentem impacto ambiental reduzido.

Uma técnica que pode ser mais sustentável é a biocimentação de solos. Esse método consiste na precipitação de carbonato de cálcio, como material ligante, através de processos biológicos e atividade do meio ambiente (DEJONG et al., 2006). A precipitação de cálcio ocorre graças a hidrólise de ureia, realizada por microrganismos, para produção de íons de carbonato que reagem com íons de cálcio para formarem carbonato de cálcio

(STOCKS-FISCHER et al., 1999). Os cristais formados agem como pontes de ligação entre as partículas de solo, resultando no melhoramento de propriedades como resistência e rigidez, além de redução de permeabilidade (DEJONG et al., 2006; WHIFFIN et al., 2007; VAN PAASSEN, 2009; GOMEZ et al., 2016).

O presente trabalho objetiva avaliar a resistência à compressão simples de amostra biocimentada de areia de Osório, além de analisar a microestrutura da precipitação de carbonato de cálcio.

## 2. METODOLOGIA

### 2.1 Preparação da amostra

Preparou-se um corpo de prova com areia de Osório-RS, retirada do campo experimental do CETEC, a qual mantinha-se exposta ao tempo em interação com os microrganismos nativos do solo de argila residual do local. Esse material é bastante conhecido por sua uniformidade granulométrica e apresenta diâmetro médio de partículas equivalente a 0,17 mm. A amostra foi preparada no interior de uma proveta cilíndrica de 250 mL, com base de 4,4 cm de diâmetro e altura de 9 cm (Fig. 1), de forma a apresentar índice de vazios igual a 0,75 (equivalente a densidade relativa de 50%) e umidade inicial de 10%.

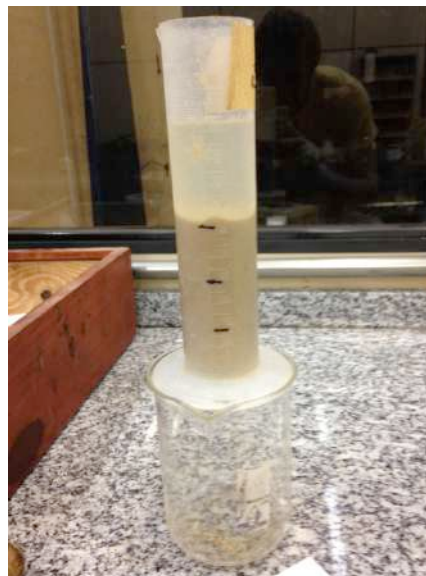


Figura 1. Corpo de prova do presente trabalho.

### 2.2 Técnica de cimentação

O método de cimentação foi adaptado do Teste de Solidificação em Seringa, *Syringe Solidification Test* (AMARAKOON; KAWASAKI, 2016). A técnica consiste na percolação periódica de solução cimentante, a qual é basicamente composta por ureia e fonte de cálcio. No presente estudo foram aplicados 100 mL (equivalente a 1,75 vezes o volume de vazios da amostra preparada) de solução cimentante diariamente por um período de 28 dias.

De forma a drenar a solução de um dia para o outro, foi feito um furo na base do molde.

### 2.3 Solução Cimentante

A solução cimentante (Quadro 1) é responsável por fornecer os compostos necessários para precipitação de carbonato de cálcio na amostra. Para tanto, a ureia foi utilizada como fonte de íons de carbonato ao meio e o cloreto de cálcio como fonte de íons de cálcio. Outros compostos adicionados como a peptona e o extrato de levedura exercem a função de estimular o crescimento

microbiano. Ainda bicarbonato de sódio e cloreto de amônio tem função estabilizadora das reações. A composição da solução cimentante do presente estudo foi adaptada de Mortensen et al. (2011) e Amarakoon e Kawasaki (2016).

Reagente	Concentração (g/L)
Peptona	2
Extrato de Levedura	1
Cloreto de Amônio	10
Bicarbonato de Sódio	2,12
Ureia	30
Cloreto de Cálcio	56

Quadro 1. Composição da solução consolidante.

## 2.4 Volume drenado

De forma a monitorar a permeabilidade do corpo de prova, o volume percolado de solução efluente do corpo de prova foi medido a partir da segunda semana de aplicação da técnica cimentante. O volume foi medido em intervalos médios de 24 horas.

## 2.5 Ensaio de compressão simples

Para avaliar a resistência da areia biocimentada pela técnica apresentada nesse estudo, realizou-se ensaio de compressão simples na amostra em prensa manual acoplada a uma célula de carga S de 5000 kgf.

## 2.6 MEV/EDS

Com a finalidade de identificar a formação de carbonato de cálcio em amostra retirada do topo do corpo de prova do estudo, utilizou-se de um equipamento de microscopia eletrônica de varredura, MEV, do laboratório de Metrologia da Universidade de Passo Fundo. Equipamento Tescan Vega III LM. Esse equipamento permitiu analisar a microestrutura do carbonato de cálcio precipitado na amostra através de imagens ampliadas em 120x e 1000x. Associado ao MEV está um equipamento de EDS, espectroscopia de energia dispersiva. O equipamento EDS (Oxford x-max<sup>N</sup>) emite um feixe de elétrons sobre as amostras o qual permite a identificação e quantificação de elementos químicos da amostra.

## 3. RESULTADOS

### 3.1 Volume drenado

Vinte e quatro horas após cada aplicação de 100 mLs de solução cimentante, analisou-se o volume efluente percolado pelo corpo de prova. A Figura 2 apresenta o volume drenado pela areia do corpo de prova e coletado em sua base. Observou-se que a partir da vigésima terceira aplicação a permeabilidade do corpo de prova caiu drasticamente até a última aplicação, onde em 24 horas apenas 2 mLs foram percolados pela amostra.

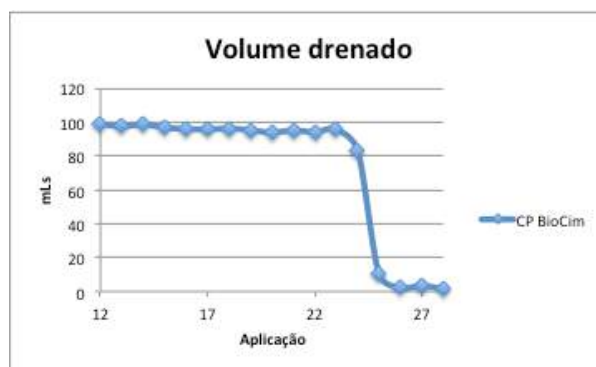


Figura 2. Volume drenado (mLs) diariamente.

### 3.2 Resistência à compressão simples

Mostra-se importante ressaltar que no ato de desmoldagem da amostra a porção inferior da mesma apresentou baixa cimentação ao ponto de desmembrar-se da amostra. Dessa forma o corpo de prova foi ensaiado com relação diâmetro:altura igual a 1:1,65. A amostra resistiu a um carregamento de 30 kgf antes de romper-se. Esse carregamento pode ser expresso como forma de tensão para a superfície de aplicação da carga, no caso a área da seção do corpo de prova. Assim, a amostra resistiu a tensão de 194 kPa. A Figura 3 mostra a ruptura do corpo de prova.



Figura 3. Ruptura do corpo de prova biocimentado.

Observa-se que a ruptura do corpo de prova não se deu durante toda a estrutura, mas apenas na porção inferior da amostra. Isso pode comprovar que a cimentação não foi uniforme, e que a porção inferior apresentou menor cimentação.

Esse resultado pode ser comparado com estudo de biocimentação de areia feito por

Choi et al. (2016). Os autores ensaiaram corpos de prova de 5x10 cm de areia de *Ottawa* a densidade relativa de 40%. Esse material apresenta diâmetro médio das partículas de 0,42 mm. No caso foi realizado cimentação semelhante a do presente estudo, onde realizou-se um tratamento composto por 15 injeções (por percolação) de 50 mL de solução composta por ureia e cloreto de cálcio. Choi et al. (2016) ensaiaram quatro corpos de prova à compressão simples, obtendo valores de resistência de 291 kPa; 316 kPa; 360 kPa e 370 kPa.

Entre as diferenças do estudo de Choi et al. (2016) e do presente estudo, destaca-se o tamanho das partículas e as concentrações dos reagentes das soluções cimentantes. Por isso, acredita-se que o valor da resistência obtido no presente estudo aproxima-se dos valores encontrados na bibliografia e portanto pode-se inferir que a cimentação foi eficiente.

### 3.3 MEV/EDS

As Figuras 4 e 5 apresentam as imagens de microscopia eletrônica de varredura para amostra coletada do topo do corpo de prova do estudo. As imagens são ampliações de 120x e 1000x.

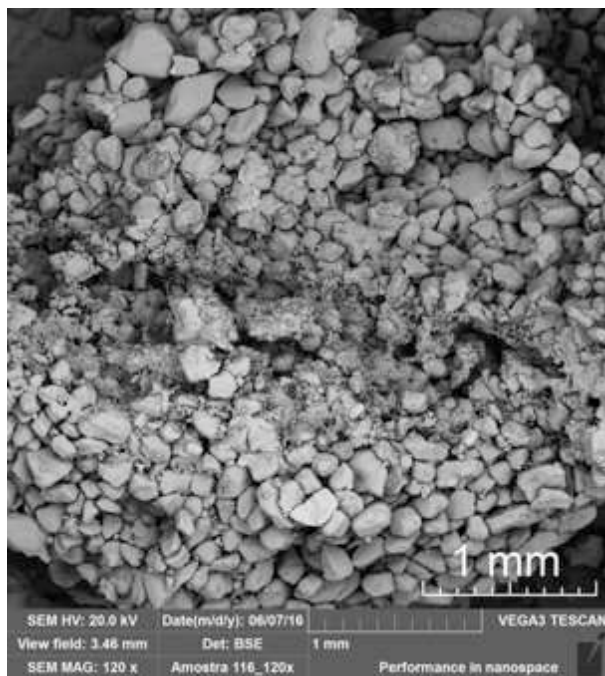


Figura 4. Imagem MEV 120x.

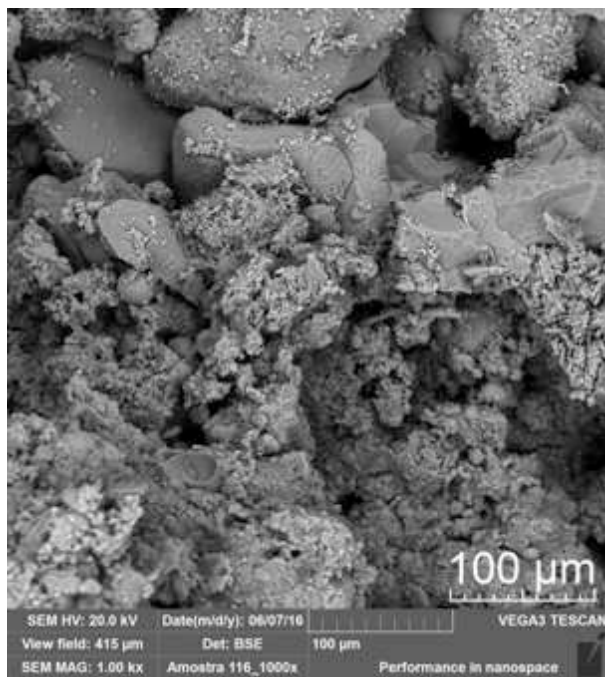


Figura 5. Imagem MEV 1000x.

Nas imagens realizadas por MEV e apresentadas acima, evidencia-se a formação de cristais de carbonato de cálcio romboidais em torno das partículas de areia da amostra.

Essa formação caracteriza-se pela geometria em paralelogramos e é propriedade dos cristais de calcita (VAN PASSEN, 2009). Esses cristais atuam como pontes de ligação entre partículas de solo, dessa forma aumentando a coesão do material e podendo reduzir porosidade e permeabilidade.

A análise de elementos químicos por espectroscopia de energia dispersiva, EDS, foi realizada na amostra com aproximação de 120x. O resultado é apresentado pela figura 6.

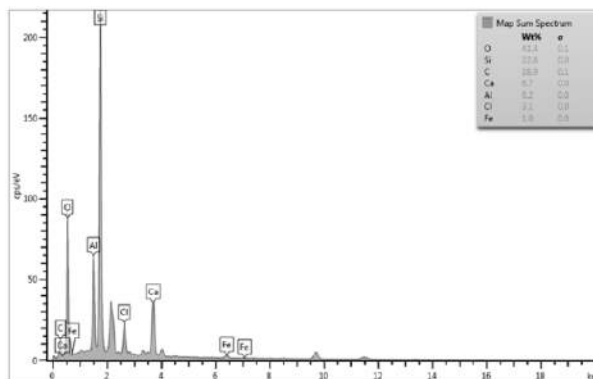


Figura 6. EDS de amostra retirada do topo do corpo de prova (aproximada em 120x).

A informação mais importante que pode ser extraída dessa análise é porcentagem de cálcio encontrada, pois pode ser indicativo da quantidade carbonato de cálcio precipitado. Dessa forma, observou-se porcentagem de cálcio equivalente 6,7% da amostra analisada.

## 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A técnica de biocimentação de areia de Osório através da hidrólise de ureia por ação de microrganismos nativos do solo foi apresentada no presente estudo. Para tanto são feitas as seguintes considerações:

- Houve redução da permeabilidade no corpo de prova estudado a partir vigésima terceira aplicação;



- A areia biocimentada apresentou ganho de resistência de 194 kPa à compressão simples após 28 dias de tratamento.
- Os microrganismos nativos da areia de Osório utilizada no presente estudo mostraram-se eficientes para técnica de biocimentação.
- Evidenciou-se a precipitação de carbonato de cálcio como material ligante entre as partículas de areia, conforme Figuras 4 e 5.



## REFERÊNCIAS

AMARAKOON, G. G. N. N.; KAWASAKI, S. Factors Affecting Improvement of Sand Properties Treated with Microbially Induced Calcite Precipitation. In: *Congress Geo-Chicago: Sustainability, Energy and the Geoenvironment*, 2016.

CHOI, S. et al. Biocementation for Sand Using an Eggshell as Calcium Source. *Geotech. Geoenviron. Eng.*, 06016010-4, 2016.

DEJONG, J.T; FRITZGES, M.; NUSSTEIN K. Microbially induced cementation to control sand response to undrained shear. *J Geotech Geoenviron Eng*, v. 32, p. 1381–1392, 2006.

GOMEZ, M. G. et al. Large-Scale Comparison of Bioaugmentation and Biostimulation Approaches for Biocementation of Sands. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, v. 143, n. 5, May 2017. Disponível em: <<http://ascelibrary.org/doi/pdf/10.1061/%28ASCE%29GT.1943-5606.0001640>>. Acesso em: 05 abr 2017.

MORTENSEN, B. M. et al. Effects of environmental factors on microbial induced calcium carbonate precipitation. *J Appl Microbiol*, v.111, p.338-349, 2011.

STOCKS-FISHER, S.; GALINAT, J. K.; BANG, S. S. “Microbiological precipitation of CaCO<sub>3</sub>.” *Soil Biol. Biochem.*, v. 31, n. 11, p. 1563-1571, 1999.

VAN PAASSEN, L. A. Biogrout improvement by microbially induced carbonate precipitation. PhD Dissertation. 202 p. Department of Biotechnology, Delft University of Technology, 2009.

WHIFFIN, V.S.; VAN PAASSEN, L.A.; HARKES, M.P. Microbial carbonate

precipitation as a soil improvement technique. *Geomicrobiol. J.*, v. 25, n. 5, p. 417-423, 2007.

## ESTUDO DE APLICABILIDADE DE AVALIAÇÃO CONDICIONAL DE SERVENTIA PARA RODOVIAS NÃO PAVIMENTADAS DA REGIÃO DA FRONTEIRA OESTE DO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL

**Lucas Torres de Rosso**

Acadêmico do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de  
Santa Catarina

lucasrosso21@gmail.com

**Wilber Feliciano Chambi Tapahuasco**

Professor do curso de Engenharia Agrícola da Universidade Federal do Pampa – CAMPUS  
Alegrete

wilberfeliciano@gmail.com

**Resumo.** *Este trabalho apresenta um método de avaliação condicional de serventia para rodovias não pavimentadas, visando à aplicação nas rodovias de terra da região da Fronteira Oeste do Estado de Rio Grande do Sul no ano de 2014. Inicialmente realizou-se uma revisão bibliográfica para estabelecer a metodologia do trabalho, além disso, foi selecionada a rodovia RS 566, a qual foi tomada como referência para o estudo de caso. Realizaram-se trabalhos de campo e laboratório, para caracterização da rodovia e de seus materiais constituintes. Posteriormente, no laboratório executaram-se, para os solos coletados, ensaios de caracterização geotécnica. Em relação às condições de superfície do pavimento, a avaliação foi realizada através da determinação do Índice de Condição da Rodovia Não Pavimentada (ICRNP). Finalmente, determinou-se a condição de serventia do trecho da rodovia estudada, classificada como “POBRE”, condizendo com a realidade da rodovia, podendo assim dizer que o método de avaliação de serventia através do ICRNP gera resultados satisfatórios.*

**Palavras-chave:** *Rodovias Não Pavimentadas, Avaliação de Rodovias.*

### 1. INTRODUÇÃO

Historicamente, o modo de transporte mais utilizado no Brasil, é o rodoviário, pois, pode-se dizer que abrange quase todos os pontos do território do país, representando parcela importante na atividade econômica brasileira. Porém, sabe-se também, que esta grande influência que este modo de transporte representa, não é acompanhada pela malha rodoviária brasileira, que é deficitária e não condiz com a representatividade do mesmo. Conforme o relatório do Sistema Nacional de Viação (SNV, 2016) de dezembro de 2016, retirado do site do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), que apresenta dados sobre a situação da malha rodoviária brasileira, da totalidade de rodovias, apenas 21,4% são pavimentadas e planejadas, enquanto 78,6% restantes, não recebem uma última camada de pavimentação e nem a devida manutenção, portanto, o relatório confirma a falta de compatibilidade entre a relevância desse modal de transporte e a realidade vista no Brasil. Assim sendo, faz-se necessário uma atenção especial as rodovias não pavimentadas, também chamadas de estradas vicinais ou comumente conhecidas como “estradas de terras ou de chão”, pois além de representarem a grande parcela da

malha rodoviária, permitem a ligação meio rural/meio urbano, e muitas vezes conectam grandes centros urbanos com os demais pontos do país.

As justificativas deste trabalho dão-se através do objetivo de suprir o déficit de pesquisas, estudos e informações referentes a rodovias de revestimento primário, e o intuito de realizar um trabalho que buscasse o melhoramento deste tipo de pavimento.

## 2. REVISÃO DE LITERATURA

### 2.1 Caracterização das Estradas Não Pavimentadas

Segundo Balbo (2007), é considerado pavimento rodoviário, toda a estrutura que apresentar a existência de um revestimento, nem que seja primário.

Define-se como rodovia não pavimentada ou de revestimento primário como uma camada granular, composta por agregados naturais e/ou artificiais, aplicada diretamente sobre o subleito compactado e regularizado, com função de assegurar condições satisfatórias de tráfego, mesmo sob condições climáticas adversas. (DER-PR, 2005, p. 02).

A Fig. 1 mostra esquematicamente as camadas que podem constituir um pavimento de revestimento primário.

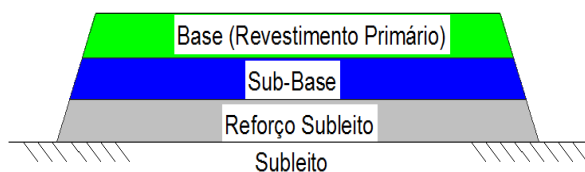


Figura 1. Camadas de um Pavimento com Revestimento Primário.

Segundo Muench *et al.* (2005) pode-se dizer que a maioria dos pavimentos do mundo são classificados como de Baixo Volume de Tráfego, sendo esse tipo de pavimento,

geralmente composto por vias rurais e residenciais urbanas.

O pavimento é considerado de Baixo Volume de Tráfego quando utiliza bases constituídas de jazidas “*in natura*” ou misturas inferiores às bases consideradas convencionais. O revestimento é esbelto, do tipo tratamento superficial simples e é dimensionado para atender tráfegos com Volume Médio Diário inferior a 1500 veículos e número  $N < 5 \times 10^6$  solicitações do eixo simples padrão de 80 kN (NOGAMI e VILLIBOR, 2007).

A pavimentação de todas as rodovias brasileiras, não precisa ser uma necessidade imediata, se as mesmas forem bem-construídas e bem-mantidas e se o tipo e volume de tráfego não exigirem uma superfície pavimentada (FERREIRA, 2004).

### 2.2 Exame das Condições da Rodovia e Procedimentos de Avaliação

O exame das condições da rodovia e os procedimentos de avaliação seguiram metodologia apresentada por Baesso e Gonçalves (2003).

O sistema de avaliação consiste em: Identificação da Rede – na qual estabelece que a rodovia deve ser dividida em segmentos como: ramo (parte identificável da rede), seção (que é a divisão de um ramo em segmentos menores, contendo características que se repetem ao longo da sua extensão) e unidade simples (que é o menor componente da rede, contendo 50 m de extensão, podendo variar este comprimento para uma melhor representação da unidade simples). Em seguida determina-se o Índice de Condição da Rodovia Não Pavimentada (ICRNP) – que é o parâmetro que mede quantitativamente a integridade e as condições da rodovia. A Tabela 1 mostra a escala de classificação da rodovia segundo o ICRNP.

Tabela 1. Classificação das Rodovias segundo o valor do ICRNP.

ICRNP	Índice
100 a 85	Excelente
85 a 70	Muito Boa
70 a 55	Boa
55 a 40	Regular
40 a 25	Pobre
25 a 10	Muito Pobre
10 a 0	Péssima

Para determinação do ICRNP são medidos os defeitos de superfície de uma unidade simples (BAESSO E GONÇALVES, 2003). Defeitos possíveis de se encontrar nas rodovias não pavimentadas são descritos na Tabela 2.

Tabela 2. Relação dos Defeitos Tipos.

Defeito-Tipo	Denominação
Defeito 81	Seção Transversal Imprópria
Defeito 82	Drenagem Inadequada
Defeito 83	Corrugações
Defeito 84	Excesso de Poeira
Defeito 85	Buracos
Defeito 86	Trilha de Roda
Defeito 87	Perda de Agregados

Seguindo com a metodologia proposta pela *U.S. Army Corps of Engineers*, adapta para o Brasil por Baesso e Gonçalves (2003), após o estudo e análise dos tipos de defeitos encontrados na medição detalhada da unidade simples, parte-se para o cálculo do valor do ICRNP. Para isso, inicialmente é determinada

a Densidade para cada tipo de defeito, através da Eq. (1).

$$\text{Densidade} = \frac{\text{Quant Defeitos} \times K \times 100}{\text{Área da Unidade Simples}} \quad (1)$$

K é um coeficiente para correção de unidades métricas, cujo valor varia de acordo com o tipo de defeito. Determinada a Densidade, busca-se o valor dedutível final para cada tipo de defeito, utilizando as curvas de valores dedutíveis, encontradas em Baesso e Gonçalves (2003), páginas 185 à 188.

Finalmente para classificação da rodovia utiliza-se o valor do ICRNP, utilizando a curva de valores dedutíveis totais. Após, compara-se do valor obtido com a Tabela 1.

### 3. METODOLOGIA

#### 3.1 Definição, Localização e Divisão da Rodovia em Unidades Simples

Ao analisar a aplicabilidade de métodos de avaliação condicional de rodovias não pavimentadas, o primeiro passo é a definição da rodovia a ser analisada. Optou-se por selecionar a rodovia ERS 566, conforme Fig. 2. O trecho analisado possui 5,1 km de extensão, correspondendo ao município de Alegrete/RS, tendo seu ponto inicial, na ponte sobre o arroio do Capivari, cujas coordenadas são S 29°43'17,7" e W 55°51'29", elevação de 86 m em relação ao nível do mar, e seu ponto final, que compreende o início da ERS 566, cujo ponto tem coordenadas S 29°45'35,8" e W 55°50'1,3", elevação de 92 m em relação ao nível do mar.

Após a definição do trecho a ser estudado, dividiu-se o mesmo em seções. Esta divisão em seções foi realizada onde ocorria a troca de materiais constituintes da superfície de rolamento.



Figura 2. Trecho da Rodovia ERS 566 selecionado para o estudo de caso

Originaram-se assim, as Seções 1, 2, 3 e 4. Seguidamente, cada seção é dividida em Unidades Simples (US), para assim poderem ser analisadas e avaliadas, e posteriormente utilizar os dados obtidos na avaliação condicional de serventia da rodovia não pavimentada. Ao final da subdivisão, obteve-se:

- Unidade Simples 1, pertencente à Seção 1;
- Unidade Simples 2, pertencente à Seção 2;
- Unidade Simples 3, pertencente à Seção 3;
- Unidade Simples 4, pertencente à Seção 4.

### 3.2 Coleta de Amostras de Solo

Coletaram-se amostras deformadas de solos a partir dos perfis estruturais da rodovia. Utilizando-se equipamentos manuais de escavação e sacos plásticos para armazenagem dos solos. A espessura do revestimento encontrado em campo, varia de 8 cm à 10 cm. Além disso, baseados na NBR 7185/86, foram

determinadas as massas específicas *in-situ*, correspondendo à camada de revestimento primário, através da aplicação do ensaio do frasco de areia.

### 3.3. Ensaio de laboratório

Foram realizados os seguintes Ensaio: Preparação de Amostras, definido pela NBR 6457/86; Ensaio de Granulometria segundo a NBR 7181/84; Limite de Liquidez (NBR 6459/84); Limite de Plasticidade (NBR 7180/84); Ensaio de Compactação, definido pela NBR 7182/86; Ensaio de Expansão e Índice de Suporte Califórnia ou CBR, definidos pela NBR 9895/87. A realização dos mesmos deu-se devido à necessidade de obtenção dos parâmetros técnicos dos solos para sua caracterização.

## 4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 4.1 Ensaio Geotécnicos no Solo Estudado

*Massa específica seca da amostra de solo.* A massa específica seca da amostra de solo foi determinada a partir do método de ensaio do Frasco de Areia. A Tabela 3 mostra os resultados da aferição do ensaio.

Tabela 3. Aferição do Frasco de Areia

M <sub>total</sub>	Teste 1	Teste 2	Teste 3
M <sub>1</sub> (g)	9000,9	9000,9	9000,9
M <sub>2</sub> (g)	8468,6	8472,5	8471,7
M <sub>3</sub> (g)	532,3	528,4	529,2
Média M <sub>3</sub>	529,97		
M <sub>4</sub> (g)	9000,6	9000,5	9000,3
M <sub>5</sub> (g)	7079,2	7094	7094
M <sub>6</sub> (g)	1391,43	1376,53	1376,33
Média M <sub>6</sub>	1381,43		
ρ <sub>ac</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	1,4		

Para determinação da massa de areia que preenche o funil e o orifício no rebaixo da bandeja, mede-se: M<sub>1</sub> que é a massa do conjunto: frasco cheio de areia + funil; M<sub>2</sub> que é a massa do conjunto: frasco com areia

restante + funil; e  $M_3$  massa de areia que preenche o funil e o orifício no rebaixo da bandeja. Utiliza-se a média entre os três valores de  $M_3$ . Na determinação da massa específica aparente seca da areia, mede-se:  $M_4$  que é a massa do conjunto: frasco de areia cheio + funil;  $M_5$  que é a massa do conjunto: frasco com a areia restante + funil; e  $M_6$  que é a massa da areia que preenche o cilindro metálico. A massa específica da areia é calculada pela razão do valor de  $M_6$  pelo volume (V) do cilindro metálico.

Com base na tabela, podemos observar que  $M_3 = 529,97$  g que é o valor médio da massa que preenche o funil e o rebaixo da bandeja. A massa específica seca aparente da areia é  $\rho = 1,4$  g/cm<sup>3</sup>. Após a realização da aferição da areia, o ensaio do Frasco de Areia foi realizado para a determinação da massa específica do solo *in-situ*. A tabela 4 mostra a massa específica seca do solo

Tabela 4. Massa Específica do Solo “*in-situ*”

Aferição	Teste 1	Teste 2
$\rho_{ac}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,4	1,4
M3	529,97	529,97
<b>Massa Específica do Solo “<i>in-situ</i>”</b>		
Massa Úmida	730	953,88
M7	8902,2	7827,2
M8	7827,2	6604,95
Vol Escv (cm <sup>3</sup> )	389,31	494,49
$\rho$ natural (g/cm <sup>3</sup> )	1,875	1,929
$\rho$ seca natural (g/cm <sup>3</sup> )	1,732	1,731

Com a realização do ensaio do frasco de areia determinou-se a massa específica aparente seca do solo natural  $\rho = 1,732$ . Este resultado serviu como base para a posterior moldagem dos corpos-de-prova, pois determinou qual a energia de compactação seria utilizada no ensaio de compactação.

**Granulometria da amostra de solo.** A Figura 3 mostra a curva granulométrica da amostra.

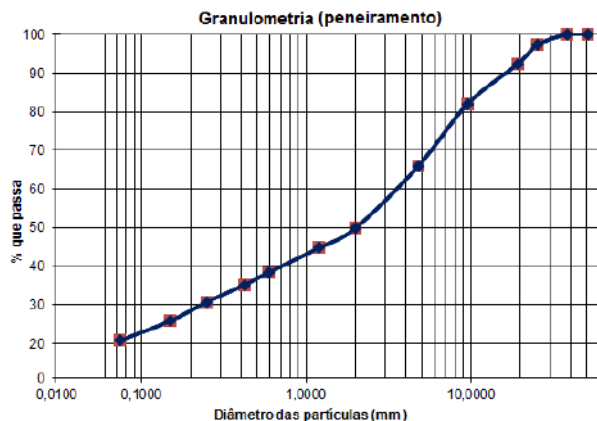


Figura 3. Granulometria da Amostra de Solo

Pela ABNT, ao analisarmos a Figura 3, podemos observar que o solo apresenta uma granulometria predominantemente grossa, pois ao realizar os ensaios de peneiramento, a amostra apresentou 50,01% de pedregulhos, 29,17% de areia e 20,82% de finos. Pelas normas da ABNT, a porcentagem presente dos finos deve ser tomada com base na peneira de abertura 0,06 mm. Como não há uma peneira com esta abertura, a peneira de abertura 0,075 mm é usada como referência.

**Índice de plasticidade do solo.** Na tabela 5 são mostrados os valores do Limite de Líquidos, Limite de Plasticidade e Índice de Plasticidade do solo.

Tabela 5 – Índice de Plasticidade do Solo

Limite Líquidez	Limite Plasticidade	Índice Plasticidade
25,92	20,127	5,789

Analisando o Índice de Plasticidade do solo, segundo Caputo (1988), o solo pode ser considerado fracamente plástico, pois apresenta  $1 < IP < 7$ .

**Classificação do solo.** A classificação TRB geotécnica do solo, Tabela 6, indica que a amostra pertence ao grupo A-1-a, composta por fragmentos de pedra, pedregulhos e areia. Segundo o DNIT (2006) o comportamento desse tipo de solo como camada do pavimento



é considerado de excelente a bom. Ressalta-se que esta classificação é proposta para uma situação em que consta-se de revestimento asfáltico. No estudo de caso, a rodovia é constituída de revestimento primário, ou seja, o solo compactado cumpre a função de base e revestimento.

Tabela 6. Classificação TRB Geotécnica do solo

Classificação TRB	
% passa peneira nº 2mm	50,01
% passa peneira nº 0,42mm	29,17
% passa peneira nº 0,074mm	20,82
Limite de Liquidez	25,92
Limite de Plasticidade	20,127
Índice de Plasticidade	5,79
Índice de Grupo	0
<b>Grupo Classificatório</b>	<b>A-1-a</b>

A classificação geotécnica SUCS do solo, Tabela 7, indica que a amostra pertence ao grupo dos solos grossos, composta por pedregulhos finos. Segundo DNIT (2006), os solos GM, apresentam trabalhabilidade como material de construção boa. A permeabilidade quando compactado varia de semipermeável a permeável. Resistência compactada e saturada é boa.

Tabela 7. Classificação SUCS Geotécnica

Classificação SUCS		
% retida peneira nº 4,8 mm	65,86	Solo grosso
% passa peneira nº 0,074 mm	20,82	Pedregulhos com finos
Classificação dos Finos	ML	
	MH	
Símbolo Grupo	GM	
<b>Grupo Classificatório</b>	<b>Pedregulho Siltoso</b>	

**Ensaio de compactação.** As Figuras 4 e 5 apresentam os resultados para as curvas de compactação para energia normal e intermediária, respectivamente.

Para a Energia Normal (Figura 4), observa-se uma umidade ótima  $w = 15,4\%$  e a massa específica máxima aparente seca  $\rho =$

$1,807 \text{ g/cm}^3$ , tendo proximidade ao valor encontrado em campo determinada através do ensaio de frasco de areia que é de  $\rho = 1,732 \text{ g/cm}^3$  para o teste 1 e  $\rho = 1,731 \text{ g/cm}^3$  para o segundo teste realizado.

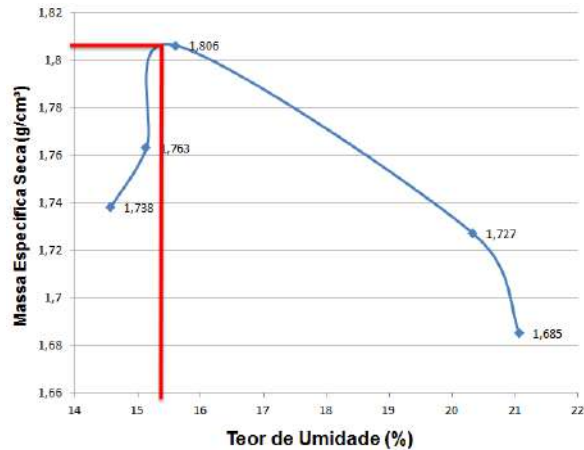


Figura 4. Curva de Compactação Energia Normal

Já para a Energia Intermediária (Figura 5), o teor de umidade ótimo é de  $w = 16,7\%$  máxima massa específica seca é  $\rho = 1,934 \text{ g/cm}^3$ .

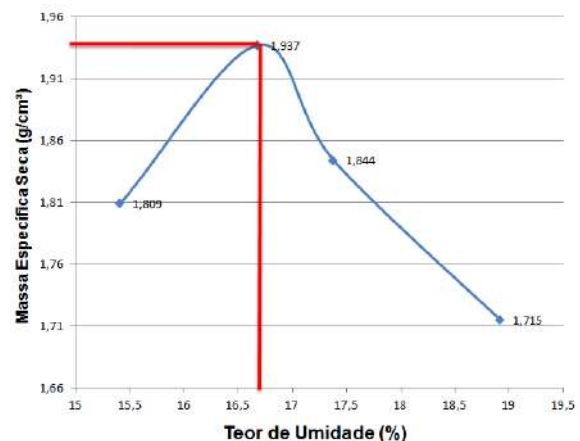


Figura 5. Curva Compactação para energia intermediária

Analisando os parâmetros de compactação das Figuras 4 e 5, o incremento da Energia de Compactação implicou num aumento da massa específica seca máxima do solo estudado, no entanto, curiosamente,

observa-se um aumento do teor de umidade ótimo.

**Índice de suporte de califórnia (ISC).** Os resultados do ensaio de expansibilidade e ISC são mostrados na Tabela 8.

Tabela 8. Valores de expansibilidade e ISC do solo

Tipo de Energia	ISC (%)	Expansão (%)
Normal	9,97	1
Intermediária	22,05	0,12

Conforme apresentado na Tabela 8, o aumento de energia de compactação implicou no aumento do ISC, observando-se para Energia Normal um valor de 10% e para Energia Intermediária um valor de 22%. Com respeito à expansibilidade, observa-se uma redução com o aumento da Energia de Compactação.

#### 4.2 Determinação do Índice de Condição da Rodovia Não Pavimentada Através da Avaliação de Serventia da Rodovia

Neste item serão mostrados os valores finais do ICRNP, determinado para cada Unidade Simples (US) das respectivas seções, consequentemente, também, para o trecho onde foi realizado o estudo de caso. A tabela 9 resume todos os valores encontrados das densidades (Dens%) de cada defeito-tipo (Tabela 2), que é a frequência com que cada defeito-tipo aparece no trecho analisado, bem como seus valores dedutíveis finais (VDF - conversão das densidades em valores mais específicos), para cada uma das diferentes Unidades Simples analisadas ao longo do trecho de estudo.

Tabela 9 – Resumo do Cálculo do ICRNP para cada Unidade Simples.

Defeito-Tipo	US 1		US 2		US 3		US 4	
	Dens(%)	VDF	Dens (%)	VDF	Dens (%)	VDF	Dens (%)	VDF
81	52,08	40	17,27	21	6,89	15	7,31	15
82	34,72	39,8	-	-	3,44	5	-	-
83	-	-	50	25	-	-	20	12
84	-	4	-	4	-	2	-	2
85	-	-	6,8	73	5,65	48	3,6	38
86	25	25	-	-	68,86	29	7,8	12
87	8,68	12	6,9	11	32,62	86	100	19
<b>ICRNP</b>	<b>32</b>		<b>25</b>		<b>7</b>		<b>49</b>	

O ICRNP das seções, representado na Eq. (2) é obtido através da média aritmética dos ICRNP das unidades simples, já calculados anteriormente.

$$ICRNP_{Seções} = \frac{\sum (ICRNP_{unidades\ simples})}{N^{\circ}\ unidade\ simples} \quad (2)$$

Para este caso, cada seção possui apenas uma Unidade Simples, por isso, o valor do ICRNP de cada seção é igual ao valor do ICRNP de cada unidade simples correspondente.

- ICRNP<sub>Seção 1</sub> = ICRNP<sub>unidade simples 1</sub> = 32  
→ classificada como “Pobre”
- ICRNP<sub>Seção 2</sub> = ICRNP<sub>unidade simples 2</sub> = 25  
→ classificada como “Pobre”
- ICRNP<sub>Seção 3</sub> = ICRNP<sub>unidade simples 3</sub> = 7  
→ classificada como “Muito Pobre”
- ICRNP<sub>Seção 4</sub> = ICRNP<sub>unidade simples 4</sub> = 49  
→ classificada como “Regular”

O ICRNP do trecho é obtido através da média ponderada dos ICRNP das seções, calculados anteriormente.

$$ICRNP_{tch} = \frac{\sum (ICRNP_{seção} \times Extensão\ da\ Seção)}{Extensão\ do\ Trecho} \quad (3)$$

$$ICRNP_{trecho} = \underline{29,76}$$

Pelo valor de ICRNP e pela tabela de classificação (Tabela 1) o trecho pode ser considerado “Pobre”. Ao analisar todos os

resultados obtidos neste item, chega-se a conclusão de que os valores encontrados para os ICRNP condizem com a realidade encontrada no estudo de caso da RS 566.

## 5. CONCLUSÃO

Conclui-se ao final do trabalho que é importante o conhecimento dos defeitos de severidade encontrados neste tipo de rodovia, para uma melhor análise das condições das mesmas, e determinação dos trechos mais críticos.

A ERS 566 apresentou para o trecho analisado, uma avaliação da condição de serventia, utilizando o método ICRNP, proposto por Baesso e Gonçalves (2003), considerada pobre, retratando a realidade encontrada no trecho, onde não oferece condições satisfatórias de trafegabilidade.

A determinação do Índice de Condição da Rodovia Não Pavimentada pode trazer uma alternativa para representar o real estado de conservação das rodovias não pavimentadas. A metodologia está baseada em um método qualitativo e quantitativo, uma vez que leva em consideração a ocorrência simultânea das patologias por unidade simples.

A massa específica encontrada no campo (revestimento primário da rodovia), correspondeu similarmente à massa específica encontrada em laboratório quando utilizada a energia normal de compactação

Finalmente, conclui-se que, embora o solo utilizado como revestimento primário na rodovia, seja catalogado pelo método TRB como excelente a bom, ressalta-se que o estudo de caso mostra que o trecho não atende esta especificação, fazendo necessário outras análises para o complemento da classificação.

Rodovias de revestimento primário, onde o solo compactado deve cumprir a função de camada de base e de revestimento, implicam na utilização de metodologias geotécnicas apropriadas que viabilizem o

dimensionamento apropriado destes tipos rodovias.

## 6. REFERÊNCIAS

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

\_\_\_\_\_. **NBR 6459**: Solo – Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_\_. **NBR 6508**: Grãos de Solo que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da Massa Específica. Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_\_. **NBR 7180**: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_\_. **NBR 7181**: Solo – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_\_. **NBR 7182**: Solo – Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro, 1986.

\_\_\_\_\_. **NBR 7185**: Solo – Determinação da Massa Específica Aparente, “IN SITU”, com emprego do Frasco de Areia. Rio de Janeiro, 1986.

\_\_\_\_\_. **NBR 9895**: Solo – Índice de Suporte Califórnia. Rio de Janeiro, 1987.

BAESSO, D. P.; GONÇALVES, F.L.R. **Estradas Rurais: Técnicas Adequadas de Manutenção**. Florianópolis. DER, 2003.

BALBO, J. T. **Pavimentação Asfáltica: materiais, projetos e restauração**. 1ª Edição, São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2007.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações, volume 1: fundamentos**. 6ª Edição ver. E ampl, Rio de Janeiro: Editora LTC, 1988.

DER. **Terraplenagem: Revestimento Primário**. Curitiba, Paraná. 2005. 9p.

DNIT. **Manual de Pavimentação**. Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2006. 274p.

RS 566 – **Rio Gande do Sul**. Disponível em: <<http://maps.google.com.br/>>. Acesso em: 20 Dezembro. 2014

**FERREIRA, F. M. Uma Aplicação Comparativa de Métodos de Avaliação das Condições Superficiais de Estrada não-pavimentada.** 2004. 248 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Campinas. São Paulo, 2004.

**MUNCHEN, S. T. et al. Maintenance and Rehabilitation of Low-Volume Pavements in Washington State.** 84<sup>th</sup> Annual Meeting. Transportation Research Board of the National Academies. Washington, D.C. 2005.

**NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D.F. Pavimentos de Baixo Custo para Vias Urbanas: Bases Alternativas com Solos Lateríticos.** Arte & Ciência Editora. São Paulo. 172 p. 2007.

**SNV – Sistema Nacional de Viação. Relatório da Rede Rodoviária sob Jurisdição do Ministério dos Transportes.** Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016. Disponível em:  
<<http://www.dnit.gov.br/sistema-nacional-de-viacao/snv-2016-1/snv-2016/?searchterm=SNV%202016/>>. Acesso em: 10 Outubro 2016.

## ANÁLISE PARAMÉTRICA EM PROJETOS DE MUROS DE GRAVIDADE COM DIFERENTES MÉTODOS DE REFORÇO DE SOLO

**Alexsander Sorreição**

Engenheiro Civil Centro Universitário Metodista – IPA, Porto Alegre, Brasil  
alex.sorreicao@gmail.com

**Juliana A. Bernardes**

Professora do curso de Engenharia Civil Centro Universitário Metodista – IPA, Porto Alegre, Brasil  
julibernardes@yahoo.com.br

**Resumo.** O presente trabalho tem como objetivo estudar muros de solo reforçado e a influência dos diferentes tipos de materiais que compõe a sua estrutura, através de uma análise paramétrica do dimensionamento. Para isto foram analisados dois tipos de solos, arenoso e argiloso, e três reforços, sendo um metálico e duas geogrelhas de resistências distintas. Com base na comparação dos resultados do dimensionamento das variações de muros, baseado no método proposto por Ehrlich e Becker (2009), buscou-se definir qual a influência de diferentes tipos de reforços e materiais de preenchimento (solos) nos muros de solo reforçado. Por fim esta análise possibilitou classificar os reforços de solo quanto à resistência agregada nos muros de contenção, determinar fatores que influenciam a escolha dos materiais para reforçar o solo e também avaliar a influência dos materiais de reforço e preenchimento no dimensionamento, na estrutura e no custo de muros de contenção em solo reforçado.

**Palavras-chave:** Solo Reforçado; Reforço Metálico; Geossintético.

### 1. INTRODUÇÃO

O domínio de novas técnicas de construção de infraestrutura vem possibilitando avanços importantes nas últimas décadas, uma vez que estas obras são

fundamentais para o desenvolvimento urbano.

Quando falado em contenção de solo o muro de solo reforçado, vem ganhando destaque nas últimas décadas.

O muro de solo reforçado, segundo Guevara (2007), é uma estrutura formada por três elementos, ilustrados pela Figura 1:

a) Faceamento: pode ser de materiais de concreto rígido, ou deformáveis como grelhas de aço ou gabião entre outros. Esta parte do muro, via de regra, não contribui para sua estabilidade;

b) Reforço do solo: são os elementos resistentes à tração que compõem a estrutura, podem ser geossintéticos como geotêxteis, geogrelhas ou uma combinação de ambos, ou também pode se utilizar reforços metálicos;

c) Solo de preenchimento: o corpo do muro é formado por solo compactado, que possui resistência a compressão.

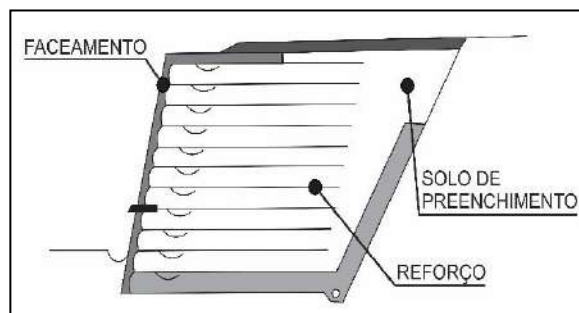


Figura 1 – Seção transversal de um muro de solo reforçado (Ehrlich; Becker, 2009).

Segundo Ehrlich e Becker (2009), o princípio adotado em muros de solo reforçado

pode ser comparado ao do concreto armado, já que o solo, quando bem compactado, apresenta boa resistência a compressão e baixa resistência a tração. Assim como a ferragem age no concreto, aumentado a resistência à tração da estrutura, os reforços instalados no solo possuem a mesma função nos muros de solo reforçado.

Conforme Alheiros et al. (2004), este método de contenção possui vantagens como:

- a) Alternativa para evitar a construção de muros de contenção rígidos;
- b) Redução de peso do muro;
- c) Possibilidade de construção sobre solo de fundação de baixa resistência;
- d) Aumento da vida útil da estrutura;
- e) Preservação do meio ambiente;
- f) É possível a utilização do solo local na grande maioria das vezes;
- g) Resiste bem a pequenas deformações e a recalques diferenciados, quando adotado junto a um material de face flexível.

## 2. METODOLOGIA

Esta pesquisa apresenta uma análise paramétrica do dimensionamento de muros de solo reforçado, a fim de avaliar a influência dos materiais que compõe a estrutura. Este item tem como objetivo delimitar a abrangência do estudo, apresentar os dados utilizados, o método de dimensionamento e o modelo de comparativo entre os resultados obtidos.

**Delimitação da pesquisa.** A fim de seguir uma linha de raciocínio e atender os objetivos pré-estabelecidos, este estudo possui as seguintes delimitações:

- a) Foram consideradas estruturas com alturas variáveis, de 2,4,6,8 e 10 metros;
- b) Os valores dos materiais foram obtidos considerando a cidade de Porto Alegre, e o ano de 2016;
- c) Não foram considerados materiais de faceamento dos muros, pois estes não fazem parte do método de dimensionamento adotado, logo não agregariam aos resultados;
- d) Foram analisados, como material de preenchimento, um solo arenoso e um solo

argiloso, a fim de verificar sua influência no dimensionamento;

e) Foram utilizados, nas verificações, reforços metálicos e geogrelhas, por serem os dois materiais que mais se destacam neste modelo de estrutura.

**Coleta de dados.** Com base na classificação conservativa para solos brasileiros foram adotados parâmetros típicos de solos arenosos e argiloso no material de preenchimento, buscando criar um comparativo de como se comportam solos com maior ângulo de atrito (granulares) e solos coesivos, em relação à resistência dos muros. O Quadro 1 apresenta os parâmetros dos solos arbitrados para a verificação.

Quadro 1 - Solos utilizados na análise paramétrica.

SOLO	Solo Arenoso	Solo Argiloso
Massa Específica	19 KN/m <sup>3</sup>	15 KN/m <sup>3</sup>
Ângulo de atrito	33°	25°
Coesão	15 KPa	20 KPa
Modulo Tangente Inicial	350	250
Modulo Expoente	0,6	0,5
Tensão rolo compactador CA134PD	98,63 KPa	54,77 KPa

Os dados dos materiais de reforço foram retirados do catálogo de produtos da empresa Maccaferri. Foram selecionados três diferentes produtos para o dimensionamento, sendo uma geogrelha e um reforço metálico com valores aproximados de resistência à tração para que seja possível a comparação de quanto cada tipo de material agrega na resistência da estrutura. E também foi adotada uma geogrelha de resistência à tração superior, visando a comparação custo-benefício do investimento em um reforço mais resistente e de maior valor na estrutura.

O Quadro 2 detalha os reforços selecionados para o dimensionamento, junto



a seus valores nominais indicados para cada um dos reforços segundo o fabricante. Sendo:  
 A - Resistência à tração;  
 B - Módulo de rigidez;  
 C - Fator de redução por danos de instalação  
 D - Fator de redução por danos ambientais;  
 E - Fator de redução por fluência (120 anos);  
 F - Fator de redução por extrapolação de dados;  
 G - Fator de redução por tolerâncias na industrialização;  
 H - Fator de aderência em solo arenoso;  
 I - Fator de aderência em solo argiloso;  
 J - Resistência Tração de Projeto.

Quadro 2 – Reforços utilizados na análise paramétrica.

	Geogrelha 60	Metálico 50	Geogrelha 120
A	60 KN/m	50 KN/m	120 KN/m
B	600 KN/m	500 KN/m	1200 KN/m
C	1,10	1,10	1,10
D	1,05	1,05	1,05
E	1,51	1,00	1,51
F	1,05	1,05	1,05
G	–	1,08	–
H	0,70	0,50	0,70
I	0,50	0,30	0,50
J	32,76 KN/m	38,14 N/m	65,53 KN/m

Estas variações de materiais junto a variação das alturas de muro propostas, geraram um total de trinta cenários a serem analisados.

**Dimensionamento.** O dimensionamento das estruturas seguiu o método proposto por Ehrlich e Becker no livro “Muros e Taludes de Solo Reforçado”.

Conforme Ehrlich e Becker (2009), o dimensionamento de muros de solo reforçado é dividido em diversas etapas de escolhas de dimensões, materiais e verificação de fatores de segurança a fim de manter as condições de estabilidade da estrutura. Este processo é aplicado tanto na parte externa do muro, quanto em sua parte interna.

Segundo Ehrlich e Becker (2009), para iniciar o cálculo deve-se ter em mãos alguns dados do projeto, principalmente

características do solo. As informações necessárias são:

a) Detalhes do muro como: altura, embutimento no solo de fundação e inclinação da face;

b) Possível sobrecarga existente na parte superior do muro;

c) Tipo de solo e suas propriedades como: massa específica, ângulo de atrito, coesão, módulo tangente inicial e módulo expoente;

d) Tipo de reforço, sua resistência a tração, módulo de rigidez e a resistência de projeto;

e) Tipo de rolo compactador e a tensão vertical induzida por ele.

Iniciando os cálculos, primeiramente deve-se verificar a estabilidade externa do muro, calculada admitindo que a massa de solo reforçado atua como um muro de gravidade convencional. Deve ser verificada a ocorrência dos seguintes fatores que podem gerar instabilidade no muro: deslizamento da base, tombamento, capacidade de carga da fundação, e ruptura global (EHRlich; BECKER, 2009).

Conforme Oliveira e Sampaio (2007), inicialmente devem ser definidas as informações do muro como seu peso específico, o empuxo do solo atuante sobre ele e principalmente os fatores de segurança que o dimensionamento deve respeitar e que estão expressos no Quadro 3.

Quadro 3 – Fatores de segurança e condições mecânicas – externo.

Verificação	Fator de segurança
Deslizamento	$\geq 1,5$
Tombamento	$\geq 2,0$
Capacidade de carga da fundação	$\geq 2,0$
Estabilidade global	$\geq 1,5$

Após o dimensionamento externo inicia-se a verificação da parte interna do muro, que é a grande particularidade dos muros de solo reforçado em comparação a outros. Se deve analisar o muro internamente quanto a ruptura por tração (Figura 2 A), o

arrancamento dos reforços (Figura 2 B), o desprendimento da face (Figura 2 C), e a instabilidade local (Figura 2 D), (EHRlich E BECKER, 2009).

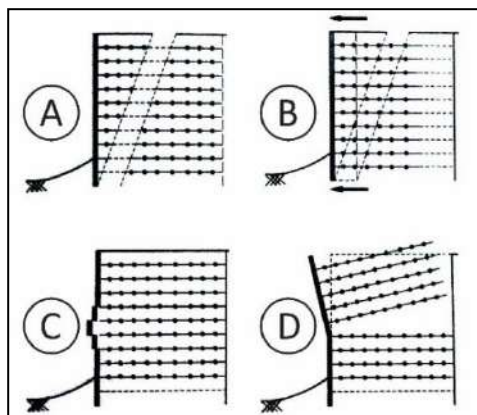


Figura 2 – Análise de ruptura interna do muro (Ehrlich; Azambuja, 2003).

Segundo Ehrlich e Becker (2009), o cálculo de resistência dos parâmetros internos do muro, consiste em garantir que a tensão máxima atuante nos reforços ( $T_{max}$ ) não seja maior que as tensões resistivas do material, sendo necessário atender aos fatores de segurança, como mostra o Quadro 4.

Quadro 4 – Fatores de segurança e condições mecânicas – interno.

Condição	Fator de Segurança
Ruptura do reforço	$\geq 1,50$
Arrancamento	$\geq 1,50$
Estabilidade da conexão	$\geq 1,50$

**Análise de dados.** O método de análise dos dados é baseado em comparação e determinação da influência do uso diferentes materiais, sobre a estrutura como um todo, através do dimensionamento, pelo método citado. Esta análise é dividida em dois momentos

a) Análise da influência da variação de materiais: A análise feita neste item do trabalho tem como objetivo, verificar os diferentes fatores de segurança gerados pela variação do solo de preenchimento e do reforço nas estruturas testadas.

Para isso foi utilizado o seguinte método: para cada altura de muro foi adotada uma

estrutura única com os valores fixos de comprimento e o espaçamento vertical dos reforços, conforme Quadro 5 ao Quadro 9. Utilizando estas estruturas de dimensões iguais, os fatores de segurança variam em função do solo de preenchimento e do reforço possibilitando sua análise na composição de muros de solo reforçado. A primeira análise feita dos resultados obtidos deste dimensionamento, teve como objetivo verificar a influência de cada solo, arenoso e argiloso, no dimensionamento externo da estrutura, criando uma avaliação dos fatores de segurança apresentados para cada altura estudada. Sendo assim, foi possível determinar como o tombamento, o deslizamento e a capacidade de carga na fundação variam em função do solo.

Quadro 5 – Dimensões muros - 2 metros.

Comprimento do Reforço (m)	Espaçamento Vertical (m)	Cota (m)
		2,00
6,70	0,80	1,20
6,70	0,60	0,60
6,70	0,60	0,00

Quadro 6 – Dimensões muros - 4 metros.

Comprimento do Reforço (m)	Espaçamento Vertical (m)	Cota (m)
		4,00
7,80	0,80	3,20
7,80	0,80	2,40
7,80	0,80	1,60
7,80	0,80	0,80
7,80	0,80	0,00

Quadro 7 – Dimensões muros - 6 metros.

Comprimento do Reforço (m)	Espaçamento Vertical (m)	Cota (m)
		6,00
8,90	0,80	5,20
8,90	0,80	4,40
8,90	0,80	3,60
8,90	0,80	2,80
8,90	0,80	2,00
8,90	0,80	1,20
8,90	0,40	0,80
8,90	0,40	0,40
8,90	0,40	0,00

Quadro 8 – Dimensões muros - 8 metros.

Comprimento do Reforço (m)	Espaçamento Vertical (m)	Cota (m)
		8,00
10,00	0,80	7,20
10,00	0,80	6,40
10,00	0,80	5,60
10,00	0,80	4,80
10,00	0,80	4,00
10,00	0,60	3,40
10,00	0,60	2,80
10,00	0,60	2,20
10,00	0,60	1,60
10,00	0,40	1,20
10,00	0,40	0,80
10,00	0,40	0,40
10,00	0,40	0,00

Quadro 9 – Dimensões muros - 10 metros.

Comprimento do Reforço (m)	Espaçamento Vertical (m)	Cota (m)
		10,00
11,00	0,80	9,20
11,00	0,80	8,40
11,00	0,80	7,60
11,00	0,80	6,80
11,00	0,80	6,00
11,00	0,80	5,20
11,00	0,80	4,40
11,00	0,60	3,80
11,00	0,60	3,20
11,00	0,60	2,60
11,00	0,40	2,20
11,00	0,40	1,80
11,00	0,40	1,40
11,00	0,40	1,00
11,00	0,40	0,60
11,00	0,40	0,20
11,00	0,20	0,00

É importante salientar que os reforços não influenciam no dimensionamento externo, as variações destes materiais estão diretamente ligadas a estrutura interna do muro.

Após feito o estudo de como a estrutura se comporta no dimensionamento externo, é apresentado a resistência interna dos muros.

Para isto a verificação é um pouco mais complexa, já que, não só o solo interfere neste requisito como também o reforço adotado.

Logo foi necessário um maior cruzamento de resultados, fazendo com que haja um maior número de análises, onde se buscou definir, para cada altura, como a interação solo–reforço se comporta para manter a estrutura estável quanto à ruptura e ao arrancamento dos reforços.

b) Análise da influência da variação da geometria interna: Na segunda etapa da análise dos resultados além da variação do solo de preenchimento e do reforço, as dimensões de cada muro antes fixadas também foram variadas, sendo utilizada a combinação mais eficiente para cada uma das trinta amostras testadas, buscando atender o fator de segurança com a menor quantidade de material possível.

Assim é possível afirmar que para esta parte da análise cada estrutura foi otimizada, utilizando o melhor aproveitamento de cada material para a composição da geometria do muro.

Com este método o resultado obtido é a quantidade de material, por metro de muro, utilizado para garantir a estabilidade da estrutura, tanto externa quanto interna. Estes valores foram cruzados podendo ser verificada a economia de material que pode ser obtida através do uso de diferentes composições dos muros.

Por fim, foram comparados os custos que os materiais analisados representam na estrutura, com base em valores de mercado. Sendo os valores dos solos retirados do SINAPI, e o valor dos reforços obtidos com a Maccaferri, para o mês de maio de 2016.

### 3. ANÁLISES E RESULTADOS

No Quadro 10 é apresentada a distribuição das variáveis, aplicadas no estudo das amostras de muro de solo reforçado. Esta distribuição serve tanto para a verificação da influência dos materiais, quanto para a análise da variação do espaçamento do reforço.

Quadro 10 - Combinações para dimensionamento

Nº Amostra	Altura (m)	Reforço	Solo de Preenchimento
1	2,00	Metálico	Arenoso
2	2,00	Geogrelha 40	Arenoso
3	2,00	Geogrelha 120	Arenoso
4	2,00	Metálico	Argiloso
5	2,00	Geogrelha 40	Argiloso
6	2,00	Geogrelha 120	Argiloso
7	4,00	Metálico	Arenoso
8	4,00	Geogrelha 40	Arenoso
9	4,00	Geogrelha 120	Arenoso
10	4,00	Metálico	Argiloso
11	4,00	Geogrelha 40	Argiloso
12	4,00	Geogrelha 120	Argiloso
13	6,00	Metálico	Arenoso
14	6,00	Geogrelha 40	Arenoso
15	6,00	Geogrelha 120	Arenoso
16	6,00	Metálico	Argiloso
17	6,00	Geogrelha 40	Argiloso
18	6,00	Geogrelha 120	Argiloso
19	8,00	Metálico	Arenoso
20	8,00	Geogrelha 40	Arenoso
21	8,00	Geogrelha 120	Arenoso
22	8,00	Metálico	Argiloso
23	8,00	Geogrelha 40	Argiloso
24	8,00	Geogrelha 120	Argiloso
25	10,00	Metálico	Arenoso
26	10,00	Geogrelha 40	Arenoso
27	10,00	Geogrelha 120	Arenoso
28	10,00	Metálico	Argiloso
29	10,00	Geogrelha 40	Argiloso
30	10,00	Geogrelha 120	Argiloso

**Resultados do dimensionamento externo.**

Com base nos resultados obtidos para o dimensionamento externo das estruturas, observou-se que o reforço aplicado e seus espaçamentos verticais não interferem no fator de segurança. Logo, foi possível perceber que os fatores de segurança para o tombamento, capacidade de carga e deslizamento trabalham em função do solo e da geometria do muro.

Analisando as Figura 3 a Figura 7, pode-se afirmar que para todas as alturas simuladas, o solo arenoso é mais estável nos

três critérios de dimensionamento externo. Além disso, também fica claro que a estabilidade externa é mais suscetível ao deslizamento.

Na análise do dimensionamento pode-se afirmar, com base nos altos valores dos fatores de segurança obtidos, que como muro, este tipo de estrutura é muito estável. Este fato se deve ao comprimento da base considerado para o cálculo, onde se admite que o comprimento da base do muro é igual ao comprimento do reforço utilizado. Além destas observações, também é possível afirmar que quanto maior a altura do muro, menor os fatores de resistência obtidos.

Analisando as estruturas a partir do tipo de solo, e verificando como o muro se comporta para diferentes alturas, pode-se concluir que tanto para solos arenosos, como para solos argilosos, o deslizamento apresenta os fatores de segurança com menores valores.

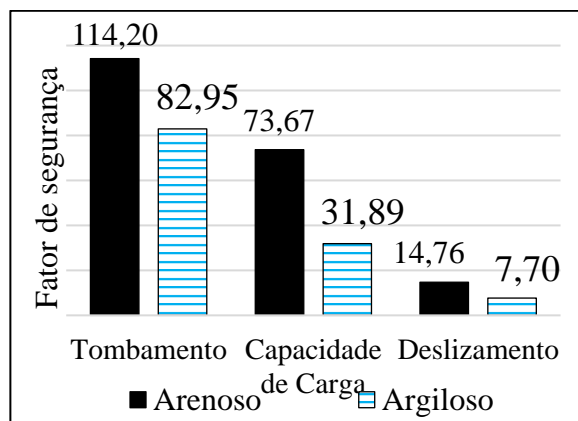


Figura 3 – Fator de segurança na análise da estabilidade externa para muros de 2 metros

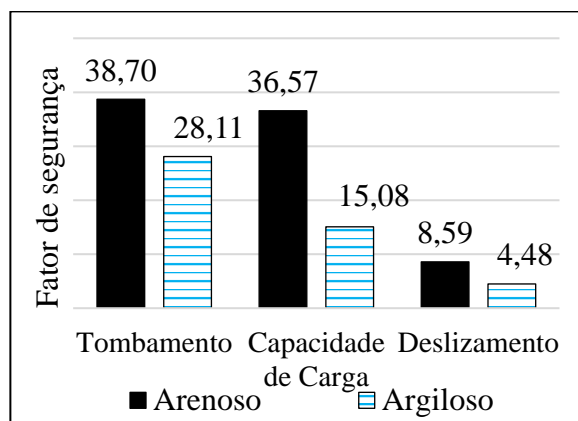


Figura 4 – Fator de segurança na análise da estabilidade externa para muros de 4 metros.

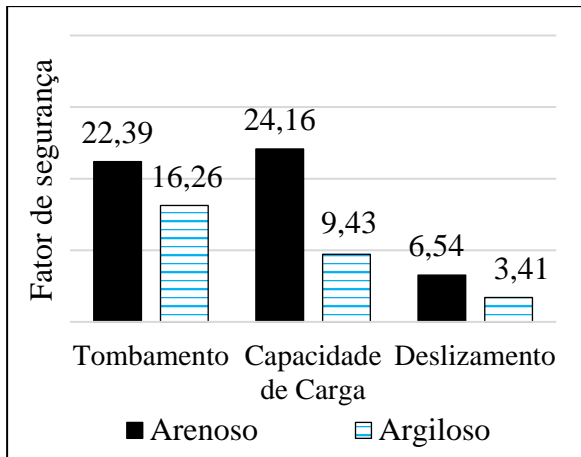


Figura 5 – Fator de segurança na análise da estabilidade externa para muros de 6 metros.

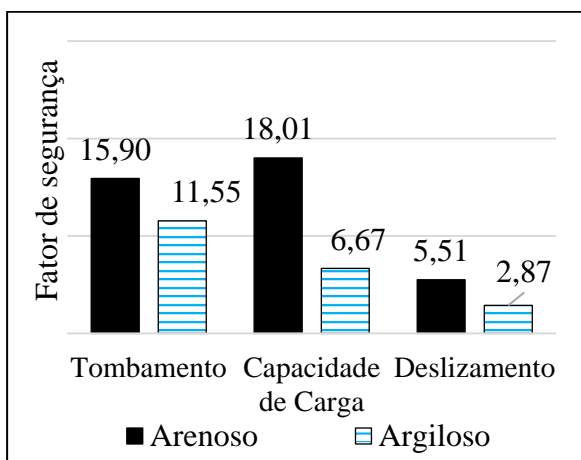


Figura 6 – Fator de segurança na análise da estabilidade externa para muros de 8 metros.

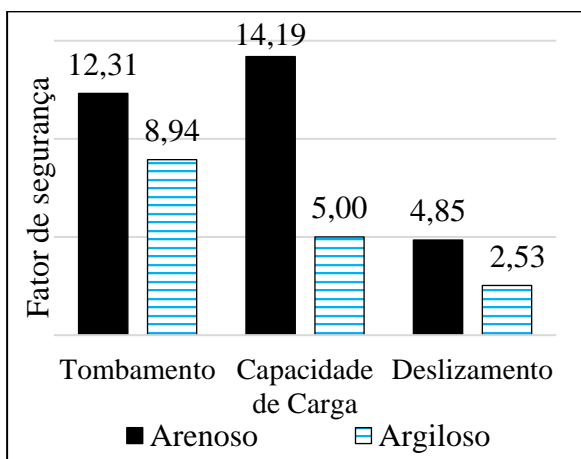


Figura 7 – Fator de segurança na análise da estabilidade externa muros de 10 metros.

Para os solos arenosos, há a peculiaridade de que o fator de segurança ao tombamento para alturas menores é superior ao fator de segurança por capacidade de carga

da fundação, mas para alturas maiores esta ordem se inverte. Isto confirma o que se vê na prática onde muros com baixas alturas dificilmente rompem por tombamento. Estas informações podem ser também visualizadas nos gráficos da Fig. 8 e Fig. 9.

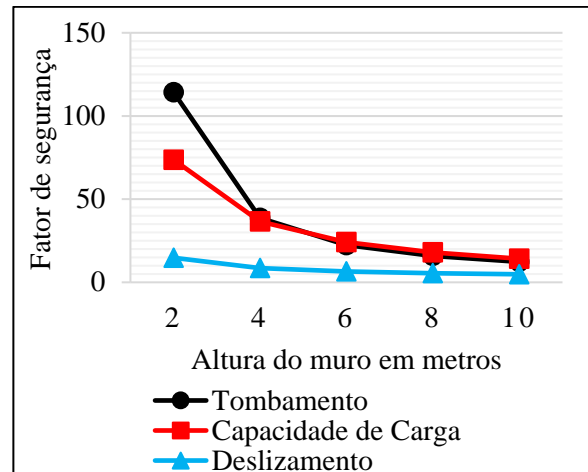


Figura 8 – Fator de segurança para solos arenosos.

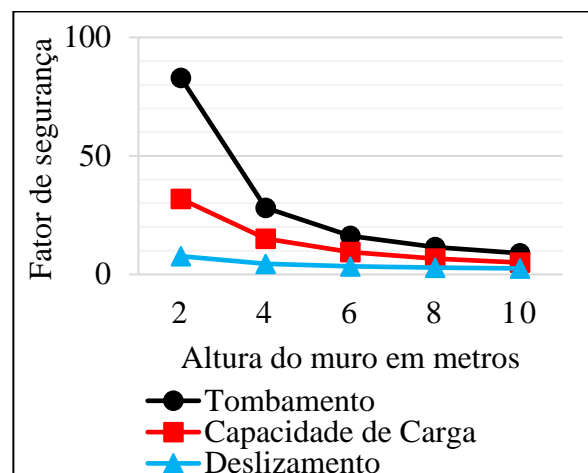


Figura 9 – Fator de segurança para solos argilosos.

**Resultados do dimensionamento interno – ruptura.** Primeiramente, analisando a resistência à ruptura, é possível perceber que, mesmo utilizando um reforço metálico de resistência nominal igual a 50 KN/m e a geogrelha de resistência nominal superior ou igual a 60 KN/m, a tensão de projeto, após a aplicação dos devidos fatores de redução, no reforço metálico é superior.

Sendo assim, foram verificados maiores fatores de segurança nas amostras que usaram reforço metálico do que nas amostras que

usaram a geogrelha de 60 KN/m. Essa informação pode ser visualizada entre a Figura 10 e a Figura 14.

Outro resultado interessante, refere-se ao solo da estrutura na análise à ruptura. É possível perceber que para menores alturas de muro, onde a tensão de compactação é maior que a tensão própria do solo, o solo argiloso apresenta um maior fator de segurança.

Este resultado é devido a tensão exercida pelo rolo compactador ser inferior em solos com menor ângulo de atrito, como o solo argiloso testado.

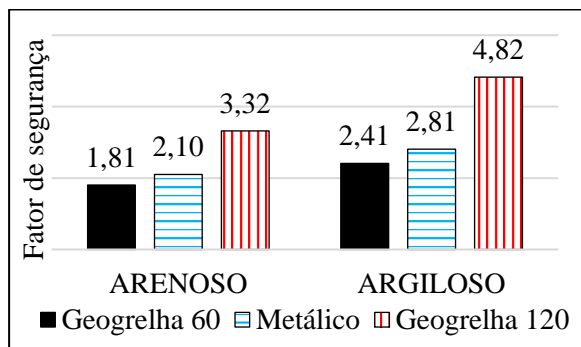


Figura 10 – Fatores de segurança da resistência à ruptura – muro de 2 metros.

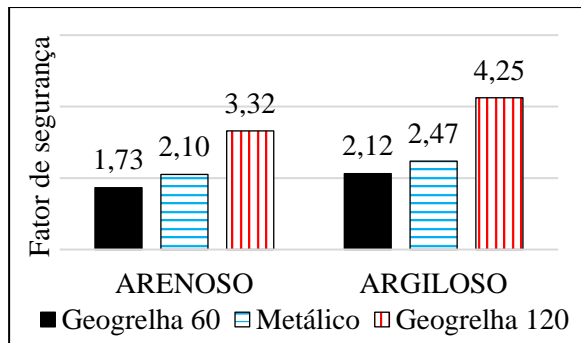


Figura 11 – Fatores de segurança da resistência à ruptura – muro de 4 metros.

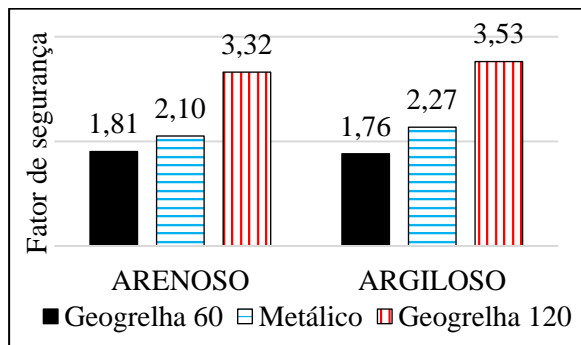


Figura 12 – Fatores de segurança da resistência à ruptura – muro de 6 metros.

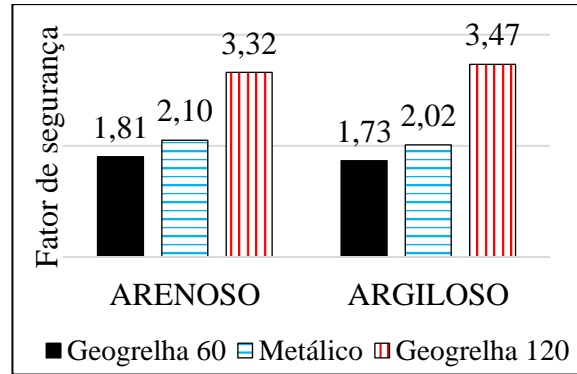


Figura 13 – Fatores de segurança da resistência à ruptura – muro de 8 metros.

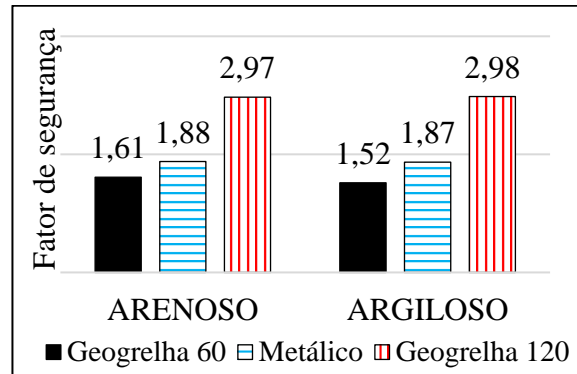


Figura 14 – Fatores de segurança da resistência à ruptura – muro de 10 metros.

**Resultados do dimensionamento interno – arrancamento.** Na análise interna do arrancamento dos reforços, nota-se que geogrelhas, por possuírem um fator de aderência maior que o reforço metálico, apresentam melhores resultados de resistência.

Entretanto, na comparação dos dois modelos de geogrelha testados, mesmo uma tendo resistência nominal duas vezes maior que a outra, não há diferença significativa nos resultados obtidos, o que deixa claro que para o fator de segurança ao arrancamento, o fator de aderência do reforço é determinante.

Em relação ao solo de preenchimento, fica explícito que solos arenosos são mais adequados para este tipo de estrutura, em função do seu maior ângulo de atrito e menor coesão, que fazem com que haja uma melhor interação solo-reforço. Estas observações estão exemplificadas entre a Fig. 15 e a Fig. 19.



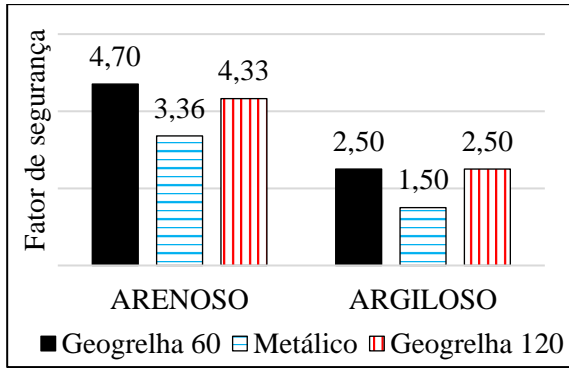


Figura 15 – Fatores de segurança ao arrancamento – muro de 2 metros.

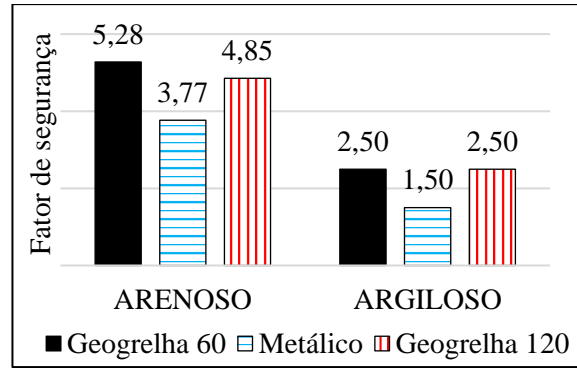


Figura 19 – Fatores de segurança ao arrancamento – muro de 10 metros.

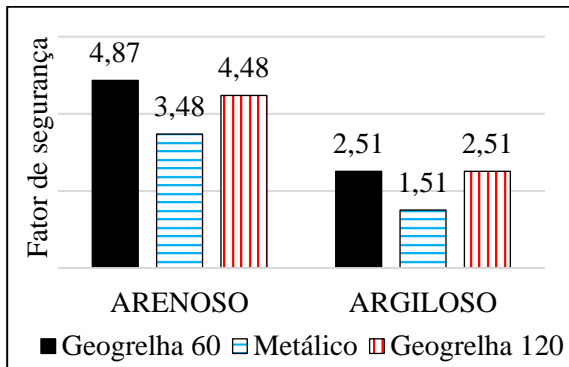


Figura 16 – Fatores de segurança ao arrancamento – muro de 4 metros.

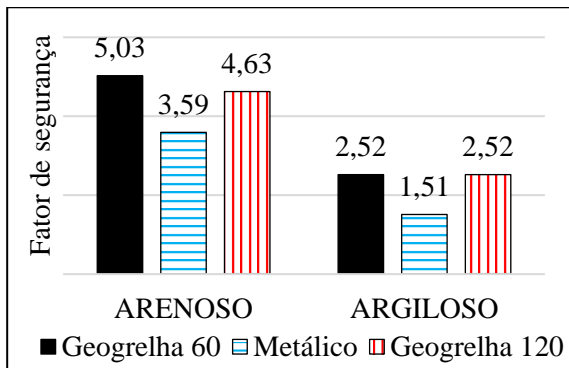


Figura 17 – Fatores de segurança ao arrancamento – muro de 6 metros.

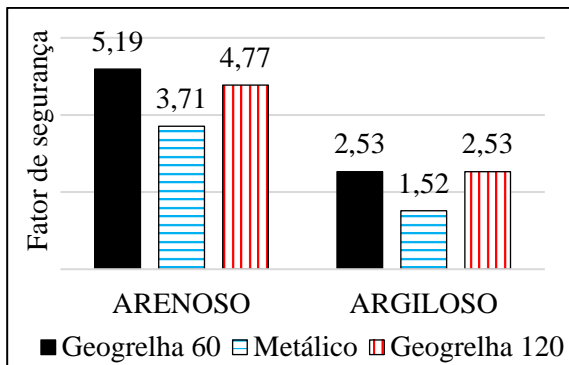


Figura 18 – Fatores de segurança ao arrancamento – muro de 8 metros.

**Estruturas otimizadas.** O dimensionamento, buscando o melhor arranjo possível dos elementos das estruturas, foi feito com o intuito de definir a melhor opção para cada diferente variação de altura e materiais, verificando como isto refletiria na resistência da estrutura e também em seu custo-benefício. O critério utilizado para obtenção do melhor arranjo interno (espaçamento e comprimento do reforço) é a otimização dos fatores de segurança.

Para a obtenção dos resultados desejados foram utilizadas as mesmas amostras do dimensionamento anterior com a variação do comprimento dos reforços e de seus espaçamentos verticais. A comparação das estruturas para este caso se deu com a definição e análise da quantidade de material necessário para tornar cada muro estável.

O Quadro 11, apresenta o resumo da quantidade de reforço, em metros quadrados, necessária para estabilizar cada estrutura de contenção, já na Figura 20 e Figura 21, é possível ver a evolução deste número conforme a altura do muro.

Quadro 11 – Quantidade de reforço (m<sup>2</sup>).

Solo	Reforço	Quantidade de reforço (m <sup>2</sup> ) para cada altura do muro				
		2m	4m	6m	8m	10m
Areno	Geo. 60	7,5	17,0	38,4	70,4	128,0
	Met. 50	6,4	16,4	30,0	57,6	112,0
	Geo. 120	5,2	9,6	19,2	32,0	64,0
Argil	Geo. 60	8,4	18,8	34,8	69,0	120,0
	Met. 50	12,0	20,4	39,5	71,2	130,0
	Geo. 120	3,5	9,4	20,4	32,0	72,0

É possível com estas informações perceber que solos arenosos, na maioria das vezes, necessitam de uma quantidade menor de reforço para se tornarem estáveis. Ainda é possível afirmar, principalmente com base nas figuras a seguir, que comparando geogrelhas e reforços metálicos com resistências similares, o reforço metálico apresenta melhor resultado em solo arenoso, isto é, é necessária menor quantidade de reforço. Essa relação se inverte para solos argilosos.

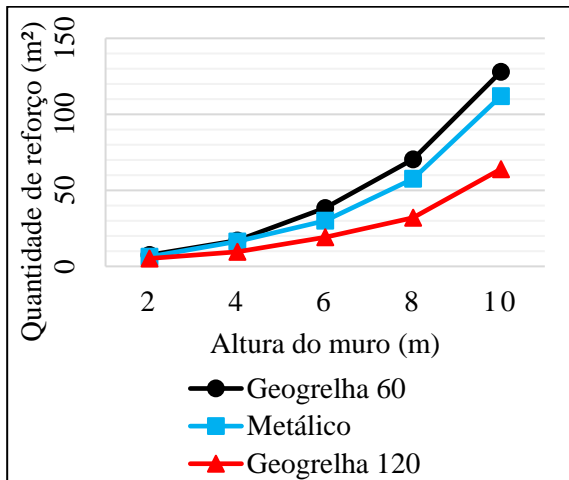


Figura 20 – Quantidade de reforço em solo arenoso.

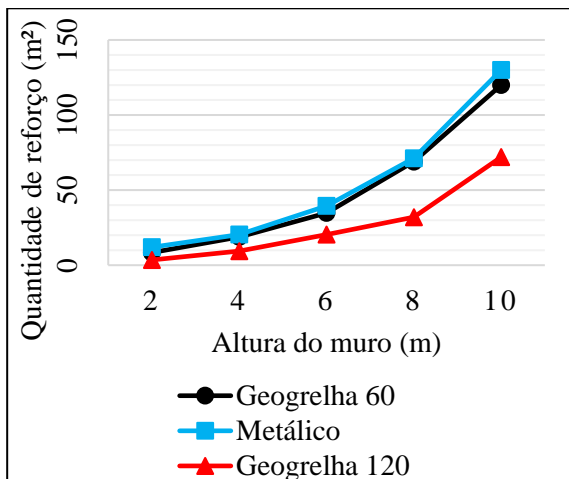


Figura 21 – Quantidade de reforço em solo argiloso.

**Estruturas Conforme Custos.** Este item classifica as estruturas testadas conforme o custo dos materiais da análise por metro de muro, ou seja, custo do solo de preenchimento e do reforço.

O Quadro 12 apresenta os valores dos reforços por metro quadrado, obtidos no mês de maio de 2016, junto a empresa Maccaferri.

Quadro 12 – Valor dos Reforços por m<sup>2</sup> em maio de 2016.

REFORÇO	UNIDADE	VALOR
Geogrelha 60	m <sup>2</sup>	R\$ 12,80
Metálico 50	m <sup>2</sup>	R\$ 33,64
Geogrelha 120	m <sup>2</sup>	R\$ 20,29

Já o valor do solo de preenchimento foi retirado da tabela SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil), do mês de abril de 2016, para a cidade de Porto Alegre. Estes valores são apresentados no Quadro 13.

É importante lembrar que este estudo de valores considera apenas o material utilizado na análise paramétrica de muros de solo reforçado. Nele não estão inclusos demais custos como transporte e mão-de-obra, por exemplo.

Quadro 13 – Valor dos Solos de Preenchimento por m<sup>3</sup>.

Cód.	Descrição	Un.	Preço
6077	Argila aterro/reaterro (retirado na jazida, sem transporte).	m <sup>3</sup>	R\$ 15,67
368	Areia para aterro - posto jazida/fornecedor (retirado na jazida, sem transporte).	m <sup>3</sup>	R\$ 37,50

Os valores dos materiais necessários para estabilizar cada estrutura estudada estão apresentados da Figura 22 a Figura 26.

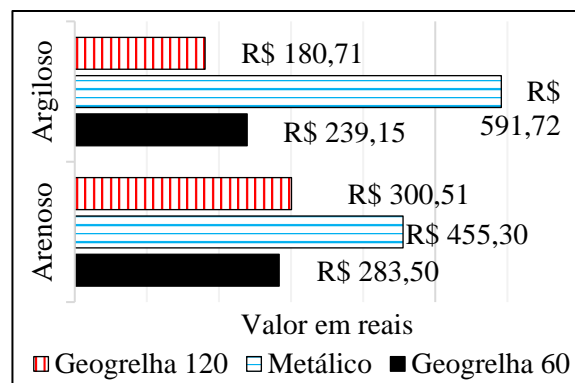


Figura 22 – Valor dos Materiais para Estruturas de 2m.

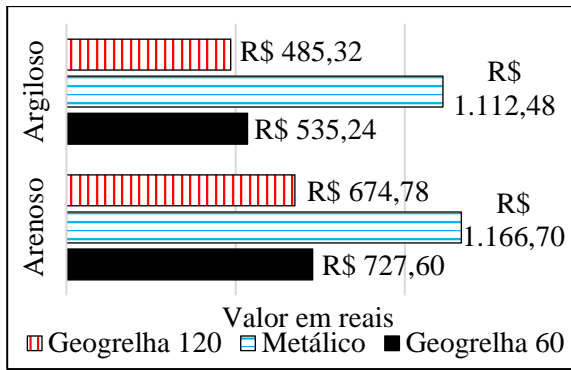


Figura 23 – Valor dos Materiais para Estruturas de 4m.

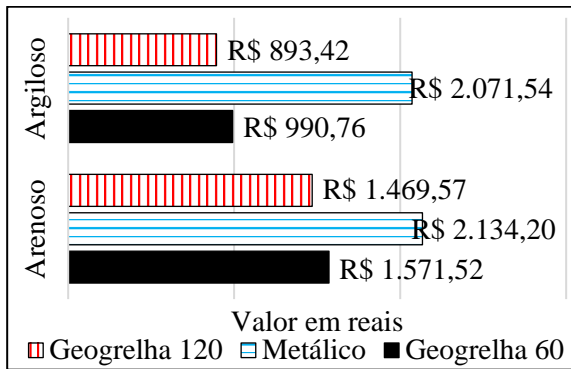


Figura 24 – Valor dos Materiais para Estruturas de 6m.

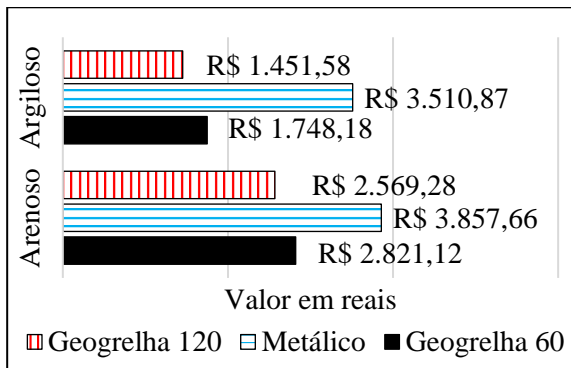


Figura 25 – Valor dos Materiais para Estruturas de 8m.

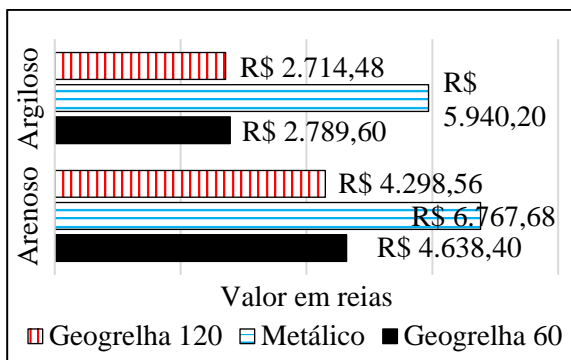


Figura 26 – Valor dos Materiais para Estruturas de 10m.

Quanto ao solo de preenchimento foi possível ver que as estruturas com o solo argiloso, mesmo que na grande maioria das análises necessitem de uma maior quantidade de solo para estabilizar a estrutura, apresentaram menor valor devido ao seu baixo custo unitário.

É exceção a esta informação o muro de dois metros de altura com reforço metálico, onde, devido à baixa aderência do reforço com este solo, foi necessária maior quantidade de reforço. Juntando isto ao fato da altura ser pequena, o que demanda menor quantidade de solo, o valor final ficou em função do custo do reforço, fazendo com que o menor valor para esta altura seja na amostra com solo arenoso.

Com a comparação dos resultados, também foi possível determinar que, entre os dois modelos de geogrelha testados para menores alturas não há grande diferença entre a escolha de um ou de outro. Entretanto com o aumento da altura passa a ser mais econômico investir em uma geogrelha de maior custo, mas com maior resistência a tração.

Outra informação que ficou clara nesta análise é que para as condições que este trabalho avaliou, reforços metálicos geram um gasto maior que geogrelhas para a estabilização da estrutura.

#### 4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O dimensionamento paramétrico de muros de solo reforçado buscou determinar, através da comparação de materiais de preenchimento e de diferentes reforços de solo, qual a influência da variação de cada material na estrutura de contenção.

Este estudo considerou bibliografias distintas a fim de proporcionar um melhor entendimento sobre o tema, entretanto é importante ressaltar que o método de cálculo proposto por Ehrlich e Becker (2009), é sem dúvidas o modelo de cálculo mais seguido em trabalhos sobre muros de solo reforçado.

Através da análise da variação do solo de preenchimento (argiloso e arenoso) em função da variação do material de reforço

(geogrelha 60, metálico 50 e geogrelha 120), algumas constatações sobre este método de contenção, foram apontadas nessa pesquisa.

O tipo de reforço usado não influencia no dimensionamento externo dos muros. Logo este dimensionamento é apenas em função do solo de preenchimento, onde muros com solos arenosos apresentam maiores fatores de segurança do que muros com solos argilosos.

Na verificação da estabilidade interna do muro, duas análises são realizadas: resistência à ruptura do reforço e resistência ao arrancamento do reforço.

Quanto à ruptura, o reforço metálico apresentou fatores de segurança maiores, quando comparado a uma geogrelha de resistência nominal de mesma grandeza. Analisando a influência do solo nessa verificação, os solos argilosos apresentaram maiores fatores de segurança em muros com alturas de até 6m, entretanto, a partir de 8 m de altura, os muros tiveram maiores fatores de segurança para solos arenosos.

Quanto ao arrancamento, a combinação de geogrelhas com solo arenoso se mostraram mais adequados, apresentando maiores fatores de segurança nas estruturas em que estavam presentes. Importante salientar que a resistência nominal do reforço não é o que comanda a resistência ao arrancamento, mas sim, o fator de aderência solo-reforço.

Por fim, na verificação do custo das estruturas otimizadas, solos argilosos apresentaram um menor custo, mesmo que a quantidade de solo utilizada nas estruturas tenha sido maior que a de solos arenoso.

Quanto aos reforços, muros que utilizaram o reforço metálico, ainda que necessitassem de menos reforço em alguns casos, tornaram-se mais caros que as opções com as geogrelhas.

Nas geogrelhas, a conclusão que se pode chegar é que para alturas menores não há grande diferença em optar por um dos modelos verificados.

Entretanto quanto maior a altura do muro, a utilização da geogrelha com tensão de resistência maior, torna-se mais atrativa. Mesmo tendo um valor unitário maior, a

quantidade de material necessária para estabilizar a estrutura é inferior.

## 5. REFERÊNCIAS

ALHEIROS, Margareth M. et al. **Manual de ocupação dos morros da região metropolitana do Recife**. Recife: Fundação de desenvolvimento municipal, 2004.

EHRlich, Maurício; BECKER, Leonardo. **Muros e Taludes de Solo Reforçado: Projeto e execução**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

GEORIO. **Manual técnico de encostas – Muros**. Volume 3. Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2000.

GUEVARA, Freddy Nelson P. **Comparação de métodos de projeto para muros de solo reforçado com geossintéticos**. 148p. Dissertação (Mestrado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2007.

OLIVEIRA, Felipe de Paiva N.; SAMPAIO, Marconi Neves. **Projeto de estrutura de contenção em solo reforçado e em solo grampeado na cidade de São Fidélis**. 2007. 130p. Trabalho de Graduação em Engenharia Civil – Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Campos dos Goyatacazes, 2007.

SORREIÇÃO, Alexander - **Análise paramétrica em projetos de muros de gravidade com diferentes métodos de reforço de solo**. 2016. 133p. Trabalho de Graduação em Engenharia Civil – Centro Universitário Metodista - IPA. Porto Alegre, 2016.

## EFEITO DO MATERIAL DE BASE NA RESISTÊNCIA DE MISTURAS RECICLADAS COM CIMENTO

**Thaís Radünz Kleinert**

Pesquisadora do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
trkleinert@gmail.com

**William Fedrigo**

Pesquisador do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
william.fedrigo@ufrgs.br

**Washington Peres Núñez**

Professor do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
washington.nunez@ufrgs.br

**Jorge A. Pereira Ceratti**

Professor do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
jorge.ceratti@ufrgs.br

**Lucas Marin Malabarba**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
lucas\_malabarba@hotmail.com

**Gabriel Grassioli Schreinert**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
gabrielgrassioli@hotmail.com

**Mateus C. Colussi da Silva**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
matus@hotmail.com.br

**Resumo.** *Este trabalho foi desenvolvido com o objetivo de analisar o efeito do tipo de base na resistência de uma nova camada reciclada e estabilizada com cimento. Para tal, foram estudados diferentes materiais de base tipicamente encontrados na rede rodoviária nacional (brita graduada simples, brita graduada tratada com cimento, solo-cimento e solo laterítico), a partir da realização de ensaios de resistência à compressão simples e de resistência à tração por compressão diametral, aos 7 dias de cura. Foram fixados o teor de cimento e a porcentagem de fresado em 4% e 50%, respectivamente. As resistências medidas foram superiores às estabelecidas como mínimas em normas nacionais, sendo que as misturas recicladas*

*com brita graduada simples apresentaram os valores mais elevados. Observa-se que na reciclagem com cimento em bases de solo laterítico deverão ser tomados cuidados adicionais, devido a problemas encontrados durante o processo de cura dos corpos de prova.*

**Palavras-chave:** *Pavimento. Reciclagem com cimento. Resistência.*

### 1. INTRODUÇÃO

Com a intensificação do transporte rodoviário de cargas, elevam-se as solicitações impostas aos pavimentos. Neste cenário,

existe a necessidade de estudo de alternativas para evitar problemas estruturais e, concomitantemente, aumentar a vida útil das estruturas de pavimentação.

Além de verificar a viabilidade técnica, deve-se atentar às questões ambiental e econômica. Desta maneira, na restauração de pavimentos degradados, é conveniente estudar a inclusão de camadas artificialmente cimentadas, a partir da reciclagem profunda de pavimentos. Essa técnica é um processo de reconstrução parcial do pavimento a partir da reutilização dos materiais das camadas existentes e incorporação de água e cimento Portland.

No Brasil, a reciclagem profunda de pavimentos com adição de cimento já vem sendo aplicada há algumas décadas, porém, a documentação nacional sobre essa técnica é escassa e por vezes omissa ou contraditória, o que dificulta seu emprego. Este fato leva à adoção de variados métodos e critérios em projetos envolvendo reciclagem com cimento, às vezes, comprometendo a eficácia da técnica e resultando em um desempenho da camada reciclada não condizente com o previsto em projeto. Deste modo, faz-se necessário realizar estudos acerca das diversas variáveis que influenciam a qualidade da técnica para viabilizar uma maior difusão do procedimento e assegurar seu desempenho adequado.

Para suprir tais lacunas, foi desenvolvido no Laboratório de Pavimentação (LAPAV) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) o projeto de pesquisa “Reciclagem de pavimentos com adição de cimento Portland”, sendo que este trabalho é fruto desta ampla pesquisa.

### 1.1 Objetivo

Este estudo teve como objetivo avaliar a influência do material de base na resistência de misturas recicladas com cimento.

## 2. RECICLAGEM DE PAVIMENTOS COM ADIÇÃO DE CIMENTO PORTLAND

A reciclagem profunda com adição de cimento permite que os pavimentos asfálticos rompidos sejam reciclados e estabilizados, criando uma nova base que fornece uma fundação apropriada para que os pavimentos apresentem um bom desempenho a longo prazo (PCA, 2010).

Segundo a Wirtgen (2012), a principal função do cimento é elevar a resistência, incremento que é obtido a partir do aumento significativo da resistência à tração e compressão do material ou pelo meio da redução da sua plasticidade.

Diferentemente de outras técnicas de reabilitação, a reciclagem de pavimentos com adição de cimento permite o reaproveitamento das camadas deterioradas, objetivando a recuperação da capacidade de suporte e das características físico-mecânicas do pavimento. Tecnicamente, consegue-se um pavimento mais durável, com menor suscetibilidade à água e maior resistência à erosão (MINGUELA, 2011).

Existem algumas situações em que a técnica de reciclagem com cimento é indicada, sendo que a *Portland Cement Association* (PCA, 2010) faz referência a algumas delas: quando o recapeamento já não é uma alternativa viável, devido à elevada degradação do pavimento; existe problema na base ou sub-base da estrutura; são necessários remendos profundos em mais de 20% da área do pavimento e nos casos em que a estrutura não está adequada para o tráfego.

Nacionalmente, os ensaios mais realizados para dosagem de misturas recicladas com cimento são para avaliação da resistência. Quanto à resistência à compressão simples (RCS), o DNIT (2013a) e o DEINFRA-SC (2012) indicam que tal propriedade deve situar-se entre 2,1 MPa e 2,5



MPa, aos 7 dias de cura. Já o DER-PR (2005) relata que a RCS ideal deve estar entre 3,5 MPa e 8,0 MPa, também aos 7 dias de cura. Com relação à resistência à tração por compressão diametral (RCD), é sugerido pelo DNIT (2013a) e pelo DEINFRA-SC (2012) um intervalo entre 0,25 MPa e 0,35 MPa dentro do qual a RCD aos 7 dias de cura deve estar enquadrada.

No âmbito Internacional, a *Portland Cement Association* (PCA, 2005) relata que os valores de RCS (7 dias de cura) ideais estariam entre 2,1 MPa e 2,8 MPa. Por outro lado, o *Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones* (IECA, 2013) indica que a mistura reciclada deve ser dosada para atingir um valor de RCS sempre superior a 2,5 MPa aos 7 dias de cura.

A partir do desenvolvimento de um método de dosagem para misturas recicladas com cimento, Fedrigo (2015) sugere valores superiores a 2,5 MPa para RCS e acima de 0,4 MPa para RCD, ambos aos 7 dias de cura.

De acordo com Bernucci *et al.* (2008), os materiais de base, sub-base e reforço do subleito são basicamente constituídos por agregados, solos e, eventualmente, materiais tratados com cal e cimento. Esses são classificados conforme seu comportamento frente aos esforços, estando divididos em três classes: materiais granulares e solos, materiais estabilizados quimicamente ou cimentados e materiais asfálticos.

Dentre os materiais de base empregados nacionalmente em pavimentos, já foram estudados em camadas recicladas com cimento: brita graduada simples (GUSMÃO, 2008; TRICHÊS *et al.*, 2013), solo-cimento (OLIVEIRA, 2003; PAIVA e OLIVEIRA, 2013), cascalho laterítico (OLIVEIRA, 2003; DELLABIANCA, 2004), agregado virgem (PAIVA e OLIVEIRA, 2010; NUNES *et al.*, 2013) e solo-agregado (ARANHA, 2013). Como as pesquisas empregam procedimentos, ensaios e parâmetros distintos, não é possível

realizar uma comparação entre os materiais estudados, o que remete à importância deste estudo.

### 3. PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS

Os procedimentos experimentais foram adotados com o objetivo de avaliar a influência do material de base na resistência à compressão simples e na resistência à tração por compressão diametral. Para tanto, foi necessário fixar as demais variáveis (tempo de cura, teor de cimento e porcentagem de fresado).

A energia de compactação utilizada foi a Modificada de Proctor e o tempo de cura dos corpos de prova foi definido como 7 dias, pois este é proposto por diversos procedimentos de dosagem de misturas recicladas com cimento existentes na literatura (DNIT, 2013a; DEINFRA-SC, 2012; DER-PR, 2005; PCA, 2005; IECA, 2013; WIRTGEN, 2012).

Empregou-se 4% de cimento (em massa), devido à variabilidade encontrada nos materiais de estruturas de pavimentação, sendo então sugerido como valor mínimo pelo IECA (2013).

A proporção de base:fresado utilizada foi de 50:50, pois, de acordo com a literatura, 50% de material fresado é o máximo que pode estar contido em uma mistura reciclada (DNIT, 2013a; DEINFRA-SC, 2012; PCA, 2005).

#### 3.1 Materiais

O cimento empregado foi o tipo CP II E 32, devido à existência de diversas experiências de utilização de tal tipo de cimento em serviços de reciclagem de pavimentos. Além disso, a *Association mondiale de la Route* (AIPCR, 2003) e Paiva *et al.* (2013) relatam que os cimentos

compostos são os mais recomendados para este tipo de obra.

Os materiais de base estudados nesta pesquisa foram: brita graduada simples (BGS), brita graduada tratada com cimento (BGTC), solo-cimento (SC) e solo laterítico (SL), compreendendo os materiais mais empregados nacionalmente. A coleta do fresado asfáltico foi realizada no mesmo local que a respectiva base, com exceção do material fresado utilizado com o SL, o qual foi cedido pela Prefeitura Municipal de Porto Alegre - RS.

Na Figura 1 são apresentadas as curvas granulométricas das misturas analisadas, assim como a faixa granulométrica ideal para reciclagem com cimento proposta pela Wirtgen (2012). Para enquadramento nos limites estabelecidos, foi necessária a adição de 10% de finos na mistura com solo laterítico. Tal material foi obtido por peneiramento mecânico do próprio solo.

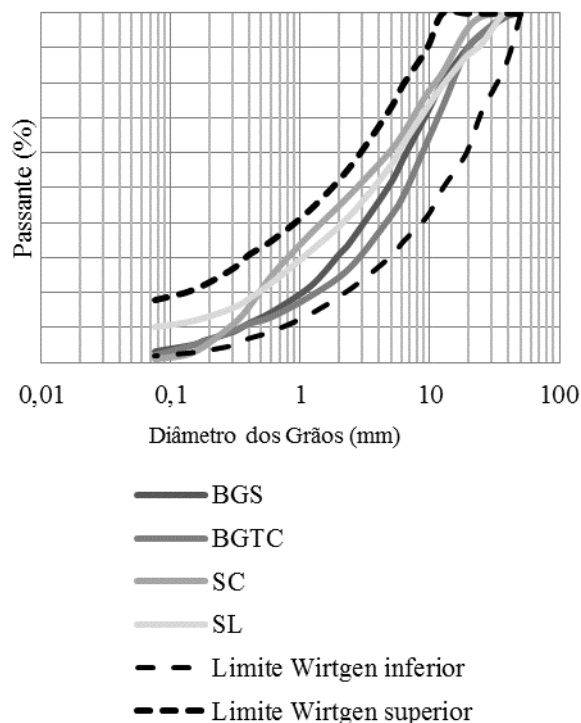


Figura 1. Curvas granulométricas das misturas estudadas

### 3.2 Métodos de ensaio

Primeiramente, realizaram-se ensaios de compactação para as quatro misturas de base, fresado e cimento. Esses foram executados conforme o método de ensaio DNIT-ME 164 (DNIT, 2013b), sem reuso de material. Na Tabela 1 são apresentados os valores de teor de umidade ótimo e de peso específico aparente seco máximo.

Tabela 1. Parâmetros de compactação

Material de base	Teor de umidade ótimo (%)	Peso específico aparente seco máximo (kN/m <sup>3</sup> )
BGS	7,1	20,7
BGTC	8,6	21,3
SC	9,6	21,3
SL	10,9	19,6

Para a produção das misturas, as amostras de base e fresado foram secas e, então, suas umidades foram determinadas. A partir dessa umidade, calculou-se a massa seca dos materiais e, depois de incluída a massa de cimento relativa ao teor utilizado, calculou-se a quantidade de água necessária para se alcançar o teor de umidade ótimo. As misturas foram realizadas manualmente e respeitando um mesmo período de homogeneização.

As particularidades da moldagem de cada ensaio (RCS e RCD) estão especificadas na Tabela 2, descrevendo o soquete, os moldes empregados, o método de compactação e o número de camadas.

Tabela 2. Características da moldagem

Ensaio	Soquete	Molde	Tipo de compactação	Número de camadas
RCS	Proctor grande	Cilíndrico (10x20 cm)	Manual	5
RCD	Marshall	Cilíndrico/ Marshall (10,2x6,5 cm)	Mecânica	1

Após a execução da última camada, foram coletadas amostras de material para verificação da umidade de moldagem de cada corpo de prova. Foram incluídos nos resultados, os corpos de prova com grau de compactação (GC) superior a 95% e que não apresentaram discrepância na análise estatística realizada (determinação do desvio padrão e cálculo do coeficiente de variação).

Foram moldados no mínimo três corpos de prova para cada mistura e, no caso dos corpos de prova de RCS, estes tiveram suas extremidades regularizadas a partir da aplicação de pasta de cimento, como pode ser observado na Figura 2.



Figura 2. Corpos de prova de RCS

O processo de cura das misturas com BGS foi realizado em câmara úmida mantida a uma temperatura próxima de 23°C e umidade relativa acima de 90%. Devido a problemas na câmara úmida do laboratório, foi necessário buscar um método alternativo para realização da cura dos corpos de prova das demais misturas (BGTC, SC e SL). Desta maneira, a cura das misturas com BGTC e SC foi realizada a partir da imersão desses em água, os quais eram envoltos com sacos plásticos a

fim de evitar o contato direto com a água. Já os corpos de prova com SL, quando submetidos a um ambiente com umidade elevada, desagregavam (Figura 3), o que impossibilitava a realização do ensaio. Desta maneira, optou-se por envolvê-los em sacos plásticos a fim de manter a umidade do próprio corpo de prova, o que corresponde a uma cura “seca”.



Figura 3. Corpo de prova com SL desagregado após cura úmida

Os ensaios de resistência à compressão simples foram realizados conforme o método de ensaio DNER-ME 091 (DNIT, 1998) com velocidade de aplicação de tensão média mantida igual a 0,25 MPa/s (Figura 4).



Figura 4. Corpo de prova com SC rompido à RCS

Os ensaios de resistência à tração por compressão diametral foram executados com

base no método de ensaio DNIT-ME 136 (DNIT, 2010), com velocidade de deslocamento de 0,8 mm/s (Figura 5).



Figura 5. Corpo de prova com BGTC rompido à RCD

#### 4. RESULTADOS

A Figura 6 apresenta os resultados de resistência à compressão simples, aos 7 dias de cura, de misturas com 4% de cimento e diferentes materiais de base na proporção 50:50 (base:fresado). Os resultados são uma média de 3 corpos de prova para as misturas com BGS e SL, e 6 para as misturas com BGTC e SC.

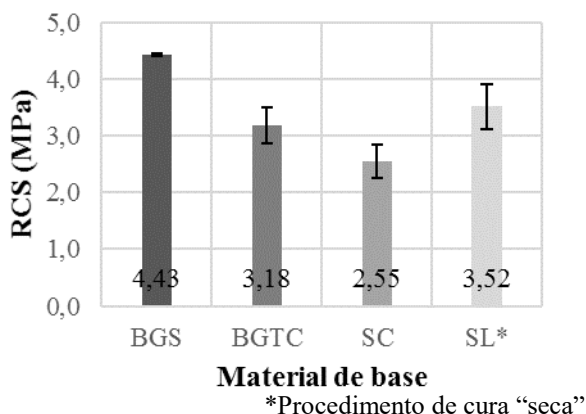


Figura 6. Resultados de RCS

Na Figura 6 observa-se que as misturas mais resistentes foram as que incluíram BGS como material de base. Na sequência, as

maiores resistências foram obtidas em misturas com solo laterítico, com brita graduada tratada com cimento e, por último, com solo-cimento. É importante ressaltar que o procedimento de cura das misturas com solo laterítico foi bem distinto dos demais, conforme explicado no item 3.2. Tal modificação, muito provavelmente, pode ter interferido nos resultados, já que o solo laterítico estudado neste trabalho não suportou uma cura úmida, como os demais.

Verifica-se que todas as misturas alcançaram valores de RCS superiores aos limites sugeridos pelo DNIT (2013a), DEINFRA-SC (2012) e PCA (2005), mas apenas as misturas com BGS e SL se enquadraram no intervalo apresentado pelo DER-PR (2005). Por outro lado, todas as misturas estudadas apresentaram resistência superior a 2,5 MPa, valor proposto pelo *Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones* (IECA, 2013) como resistência mínima aos 7 dias de cura.

Os resultados de resistência à tração por compressão diametral são apresentados na Figura 7. Tais resultados correspondem à média de 3 corpos de prova para as misturas com BGS, 9 para SC, e 10 para BGTC e SL.

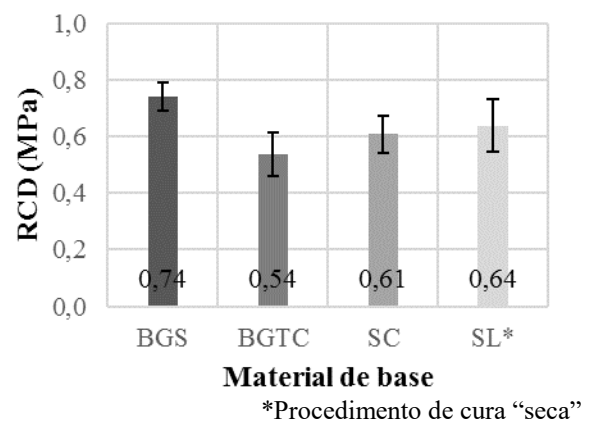


Figura 7. Resultados de RCD

Ao analisar a Figura 7, verifica-se que novamente a mistura com brita graduada simples se mostrou mais resistente. Na

sequência, o solo laterítico apresentou maior RCD, seguido pelo solo-cimento e por fim, pela brita graduada tratada com cimento. Ressalta-se mais uma vez que a cura dos corpos de prova com solo laterítico foi diferente das demais, conforme item 3.2, podendo exercer grande influência nos resultados.

Os valores obtidos para a RCD das misturas foram superiores ao intervalo limitado pelas especificações nacionais (DNIT, 2013a; DEINFRA-SC, 2012), situado entre 0,25 MPa e 0,35 MPa. Verifica-se que os resultados obtidos foram bastante elevados. Porém, é importante que as misturas recicladas com cimento apresentem valores elevados de resistência à tração para evitar rupturas frágeis.

Ainda, é possível observar que todas as misturas apresentaram resultados satisfatórios ao considerar os limites propostos por Fedrigo (2015), já que as misturas recicladas com cimento apresentaram valores de RCS superiores a 2,5 MPa e de RCD maiores que 0,4 MPa. Entretanto, ao realizar a reciclagem de pavimentos em locais de base de solo laterítico, deve-se ter um cuidado especial com a água, devido aos problemas encontrados na cura dos corpos de prova deste trabalho.

Destaca-se ainda, que, conforme abordado no item 1, os resultados apresentados neste estudo compreendem uma grande pesquisa (FEDRIGO, 2015; KLEINERT, 2016), na qual mais variáveis foram estudadas (influência do teor de cimento, da porcentagem de fresado e do tempo de cura), apresentando um resultado final ligeiramente diferente dependendo da mistura estudada.

## 5. CONCLUSÕES

A partir da análise dos resultados, foram verificadas as seguintes conclusões:

- As misturas estudadas apresentaram resistências acima daquelas estabelecidas

pela normatização nacional e internacional, com exceção do intervalo sugerido pelo DER-PR (2005);

- Dentre os materiais de base estudados, o que gerou as misturas com maiores resistências foi a brita graduada simples, com valores de RCS de 4,43 MPa e de RCD igual a 0,74 MPa, após sete dias de cura úmida;
- As misturas com brita graduada tratada com cimento e com solo-cimento como materiais de base também apresentaram elevadas resistências (BGTC com RCS igual a 3,18 MPa e RCD de 0,54 MPa; SC com RCS de 2,55 MPa e RCD igual a 0,61 MPa);
- A reciclagem com cimento em pavimentos com base de solo laterítico deve abranger um estudo mais minucioso, considerando que as misturas se mostraram fortemente afetadas pela umidade de cura.

É importante ressaltar que existem fatores que não são controláveis em laboratório, sendo que a origem de cada material pode alterar substancialmente os resultados. Desta forma, deve-se verificar as particularidades para cada projeto e obra a serem desenvolvidos.

Globalmente, é possível verificar que camadas recicladas com cimento apresentam resistências bem variadas, conforme o material de base, o que reforça a necessidade de fazer-se, preliminarmente, um cuidadoso estudo de dosagem.

## *Agradecimentos*

Os autores agradecem aos bolsistas, técnicos, funcionários, pesquisadores e professores dos laboratórios da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) envolvidos na pesquisa: Laboratório de Pavimentação (LAPAV), Laboratório de Estruturas e Modelos Estruturais (LEME) e

Laboratório de Geotecnologia (LAGEOTEC). Estendem-se os agradecimentos aos parceiros na pesquisa: Tecnopav, Wirtgen, Grupo EcoRodovias, Grupo CCR, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) e Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT).

## REFERÊNCIAS

ARANHA, A. L. **Avaliação laboratorial e de campo da tecnologia de reciclagem de base com cimento para a reabilitação de pavimentos**. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia – Escola Politécnica): Universidade de São Paulo, São Paulo SP, 2013.

ASSOCIATION MONDIALE DE LA ROUTE. **Recyclage des chaussées (guides)**: AIPCR 78.02.BFR. Paris. 2003.

BERNUCCI, L. B. *et al.* **Pavimentação asfáltica: Formação básica para engenheiros**. Rio de Janeiro: PETROBRÁS: ABEDA, 2008.

DELLABIANCA, L. M. A. **Estudo do comportamento de material fresado de revestimento asfáltico visando sua aplicação em reciclagem de pavimentos**. 2004. Tese (Doutorado em Engenharia – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental): Universidade de Brasília, Brasília DF, 2004.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DO PARANÁ. **Pavimentação: Reciclagem de pavimento in situ com adição de cimento**. DER/PR ES-P 33/05. Curitiba, 13 p. 2005.

DEPARTAMENTO ESTADUAL DE INFRAESTRUTURA DO ESTADO DE

SANTA CATARINA. **Reciclagem profunda de pavimento com adição de cimento Portland**. DEINFRA-SC-ES-P-09/12. Florianópolis, 2012.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Concreto – ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos**. DNER-ME 091/98. Rio de Janeiro, 6 p. 1998.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de ensaio**. DNIT 136/2010 – ME. Rio de Janeiro, 6 p. 2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Pavimentação – Reciclagem profunda de pavimentos “in situ” com adição de cimento Portland – Especificação de Serviço**. DNIT 167/2013 – ES. Rio de Janeiro, 11 p. 2013a.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Solos – Compactação utilizando amostras não trabalhadas – Método de ensaio**. DNIT 164/2013 – ME. Rio de Janeiro, 7 p. 2013b.

FEDRIGO, W. **Reciclagem de pavimentos com adição de cimento Portland: Definição das bases para um método de dosagem**. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre RS, 2015.

GUSMÃO, C. B. **Evolução temporal da resistência mecânica em laboratório, de misturas simulando a reciclagem de pavimento asfáltico com adição de cimento Portland**. 2008. Dissertação (Mestrado em



Engenharia – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo): Universidade Estadual de Campinas, Campinas SP, 2008.

INSTITUTO ESPAÑOL DEL CEMENTO Y SUS APLICACIONES. **Reciclado de firmes in situ con cemento: Guías técnicas.** Madrid, 12 p. 2013.

KLEINERT, T. R. **Reciclagem de pavimentos semirrígidos com adição de cimento: contribuição ao desenvolvimento de um método de dosagem.** 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre RS, 2016.

MINGUELA, J. D. **El estudio del comportamiento de los firmes reciclados in situ con cemento.** 2011. Tesis (Doutoral em Ingeniería – Departamento de Ingeniería Civil): Universidad de Burgos, Burgos Espanha, 2011.

NUNES, A. S. N.; MULLER, E.R.; DALLA ROSA, F. Estudo da reciclagem de pavimentos com adição de cimento Portland. In: VII SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DO RIO GRANDE DO SUL, 2013. **Anais...** Santa Maria: ABMS, 2013.

OLIVEIRA, P. C. A. **Contribuição ao estudo da técnica de reciclagem profunda na recuperação de pavimentos flexíveis.** 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia – Faculdade de Engenharia Civil): Universidade Estadual de Campinas, Campinas SP, 2003.

PAIVA, C. E. L.; OLIVEIRA, P. C. A. A importância do controle de compactação no desempenho da camada reciclada com cimento Portland. In: 4º CONGRESSO DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2010. **Anais...** São Paulo, 2010.

PAIVA, C. E. L.; OLIVEIRA, P. C. A. Análise das propriedades da base de solo-cimento deteriorada para fins de reciclagem profunda de pavimentos. In: 7º CONGRESSO RODOVIÁRIO PORTUGUÊS, 2013. **Anais...** Lisboa, 2013.

PAIVA, C. E. L.; OLIVEIRA, P. C. A.; BONFIM, V. As perspectivas de reabilitação de pavimentos no estado de São Paulo – Brasil: Enquadramento e técnicas usuais. **Construção Magazine**, Vol. 53, Porto, p. 34 – 38, 2013.

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. Design of full-depth reclamation with Portland cement (FDR-PC) pavements. Portland Cement Association. In.: Annual Conference of the Transportation Association of Canada, 2010. **Anais...** Halifax, 2010.

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. **Guide to Full Depth Reclamation (FDR) with Cement.** Illinois, E.U.A, 2005.

TRICHÊS, G. *et al.* Caracterização do comportamento mecânico de misturas recicladas com adição de cimento. In: 42ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 2013, Gramado. **Anais...** Gramado: RAPV, 2013.

WIRTGEN. **Reciclagem a frio: Tecnologia de reciclagem a frio Wirtgen.** Windhagen, Alemanha, 2012.

## ESTABILIZAÇÃO FÍSICO-QUÍMICA COM CAL DE SOLOS ARENO- ARGILOSOS DE BAIXA CAPACIDADE DE SUPORTE DA PLANÍCIE COSTEIRA SUL DO RIO GRANDE DO SUL

**Cezar Augusto Burkert Bastos**

Professor da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande - FURG  
cezarbastos@furg.br

**Pedro Henrique de Souza Farias Brandão**

Engenheiro Civil  
pedrohbrandao@hotmail.com

**Franklin Willians Ramos Cavalcanti Albuquerque**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande – FURG  
franklinwrca@gmail.com

**Letícia Kneipp Fernandes**

Acadêmica do curso de Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande – FURG  
lekakf@msn.com

**Julia Re Signor**

Acadêmica do curso de Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande – FURG  
juliasignor@hotmail.com

**Resumo.** *A Planície Costeira Sul do RS se caracteriza pela presença de solos sedimentares, muitos destes impróprios para obras de terra em geral (aterros, base de pavimentos, entre outros). Estas obras dependem, em muito dos casos, de materiais de empréstimo nobres, com custo de aquisição e transporte elevados. Neste sentido, a melhoria de propriedades de solos locais pela técnica de estabilização físico-química torna-se uma atrativa alternativa. Na região de Santa Vitória do Palmar têm-se solos arenos-argilosos de planossolos formados sobre terraços lagunares com baixa capacidade de suporte, retratada por baixos valores do índice CBR. Este trabalho apresenta resultados da dosagem do teor de cal para estabilização destes solos, segundo o método do pH (EADES e GRIM, 1966) e o critério de Thompson (1966). O estudo serve como referência na estabilização dos solos desta natureza, indicando a solução por solo-cal como alternativa de projeto para obras de terra e pavimentação na região.*

**Palavras-chave:** *Estabilização de solos. Solo-cal. Solos sedimentares costeiros.*

### 1. INTRODUÇÃO

A Planície Costeira do RS se caracteriza pela presença de solos sedimentares, muitos dos quais impróprios para obras de terra em geral (aterros, base de pavimentos, entre outros), dependendo, em muito dos casos, de materiais de empréstimo mais nobres, com custo de aquisição e transporte elevados. Neste sentido, a melhoria de propriedades de solos locais pela técnica de estabilização torna-se uma alternativa a ser investigada.

Como estabilização entende-se todos os procedimentos que visam a melhoria e estabilização de propriedades do solo (resistência, deformabilidade, expansibilidade, permeabilidade, etc...). A estabilização é dividida em mecânica e físico-química. A estabilização físico-química é aquela que envolve o uso de aditivos no solo visando

mudanças nas suas propriedades mecânicas e hidráulicas. Os principais aditivos utilizados são: cal, cimento, betume ou produtos químicos industrializados com finalidades específicas.

O uso da cal como material passível de aplicação em obras rodoviárias data da época dos romanos, há cerca de 2.000 anos atrás. Na busca de um material que pudesse melhorar as características de resistência mecânica da cal, quando adicionada ao solo, eles descobriram o uso de pozolana como material cimentante, ou seja, um material capaz de aglutinar partículas de solo, junto com cal e água, fazendo com que como resultado se tenha maior resistência mecânica.

O solo-cal é uma mistura de solo, cal e água em proporções determinadas por ensaios de laboratório, sendo o seu produto capaz de ser usado, por exemplo, como camada do pavimento. Denomina-se solo melhorado com cal quando se busca somente melhorar algumas propriedades dos solos consideradas prejudiciais, que em se tratando de pavimentação, são a expansibilidade, a umidade excessiva e a plasticidade elevada. Quando a necessidade é basicamente estrutural, a exemplo do uso em bases de pavimento ou reforço de terrenos de fundação, denomina-se a mistura como solo estabilizado com cal. Após a compactação e cura, a camada assim estabilizada tende a suportar maiores cargas.

Na estabilização com cal, as reações químicas da cal com a água e a fração fina do solo (reações pozolânicas) dão origem aos compostos de silicatos e alumínio hidratados de cálcio, semelhantes ao produto obtido pela hidratação do cimento Portland, com eficaz ação cimentante das partículas do solo. Quando há carência de fração fina reativa pode ser feita a adição de materiais pozolânicos (são exemplos a cinza de carvão e a cinza de casca de arroz). Cabe destacar que

as reações pozolânicas são lentas e influenciadas pela temperatura.

Os principais efeitos da cal sobre as propriedades do solo são:

- alteração na distribuição granulométrica pela agregação ou floculação (o efeito é maior quanto mais fino for o solo);
- redução da plasticidade e da variação volumétrica;
- alteração nos parâmetros de compactação (redução do peso específico máximo e aumento no teor de umidade ótimo);
- aumento imediato e gradual da resistência e na redução da absorção de água pela argila do solo.

As fases no processo de estabilização do solo com cal são ilustradas na Figura 1.

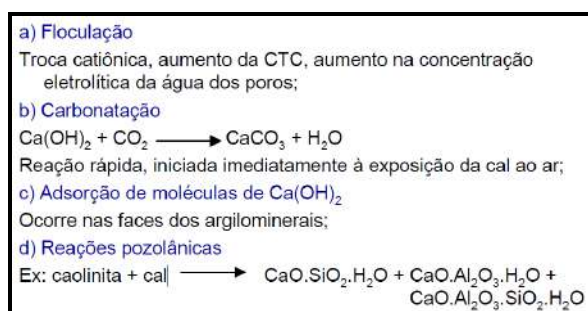


Figura 1. Fases no processo de estabilização do solo com cal

Em termos de pavimentação rodoviária, a cal mais empregada é a cal hidratada, substituindo a cal virgem devido a facilidades no seu uso, visto que, embora esta última possua maior teor de óxidos de cálcio e magnésio, bem como menor preço comercial, a sua aplicação exige maiores cuidados com a segurança pessoal dos trabalhadores. No Brasil e nos EUA, predomina o emprego da cal hidratada, sendo o uso da cal viva mais comum na Europa.

A Figura 2 ilustra a cal hidratada sendo utilizada em campo na estabilização de solos para fins rodoviários.



Figura 2. Emprego da cal na estabilização de solo para fins rodoviários (fonte: MINASCAL, 2017)

O Grupo de Pesquisa Geotecnia-FURG tem antecedentes em estudos de estabilização de solos. Cabe destacar os seguintes trabalhos: Nunez et al. (1992), Dias (1995), Souza et al. (2000); Bastos (2004) e, recentemente, Machado e Ruver (2013), Ruver et al. (2013) e Bastos et al. (2016).

Neste trabalho foi avaliado o efeito da adição de cal a solos considerados impróprios para obras de terra e pavimentação, em vista da baixa capacidade de suporte e da expansividade dos mesmos.

Estes solos pertencem à classe dos Planossolos que, segundo Bastos (2004), são solos areno-argilosos a argilo-arenosos, pedregulhosos ou não, predominantemente cinzentos, plásticos e de atividade baixa. Alguns destes, chamados pelo autor de planossolos plásticos, são considerados altamente plásticos e de atividade coloidal normal, com valores elevados de umidade ótima e baixos de peso específico aparente seco. Ocorrem em grande extensão na Planície Costeira Sul, particularmente nos terraços lagunares, na transição desta com a Encosta do Sudeste. Constituem extensas áreas cortadas pelas rodovias BR392 e BR116, onde se têm inúmeras pequenas obras de terra destinadas à irrigação de lavouras de arroz e, recentemente, foram implantadas obras associadas aos novos parques eólicos da região.

Neste sentido, a motivação do estudo em foco partiu de uma extensiva pesquisa de jazidas para obras viárias e de aterro das subestações de energia Santa Vitória e Marmeleiro, vinculadas a parques eólicos em implantação na região de Santa Vitória do Palmar (BASTOS, 2014). Tais parques e obras correlatas compõe o maior complexo eólico da América Latina, o Complexo Eólico Campos Neutrais. A Figura 3 localiza os empreendimentos (BRASIL, 2016) e a Figura 4 ilustra a obra da Subestação Santa Vitória do Palmar A,B - 500/138 KV - Eletrosul (SCHREIBER ENGENHARIA, 2016).

Em Bastos et al. (2016) a estabilização com cimento destes mesmos solos, sob a mesma motivação, foi estudada.

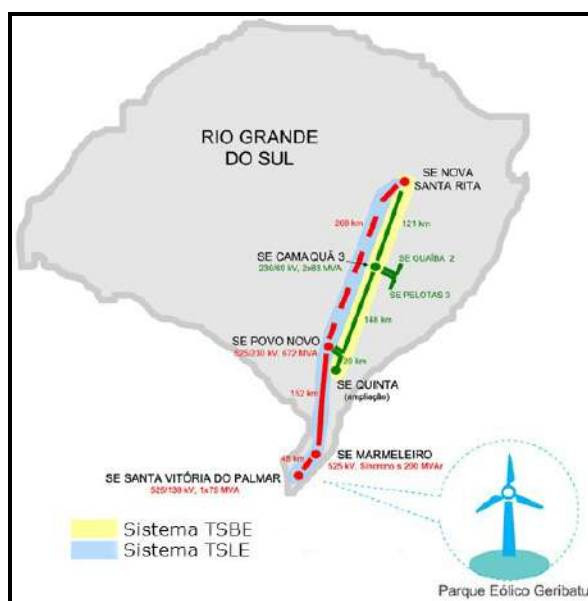


Figura 3. Localização das subestações Santa Vitória e Marmeleiro - Sistema TSLE - Transmissora Sul Litorânea de Energia (fonte: BRASIL, 2016)



Figura 4. Obra da Subestação Santa Vitória do Palmar A,B - 500/138 KV - Eletrosul (SCHREIBER ENGENHARIA, 2016)

## 2. SOLOS ESTUDADOS

A Planície Costeira do Rio Grande do Sul é constituída por diferentes sistemas deposicionais, oriundos dos eventos transgressivos e regressivos responsáveis por sua modelagem. Na porção sul da Planície Costeira tem-se terraços lagunares e barreiras litorâneas, constituídos por sedimentos argilo-arenosos mais antigos do Pleistoceno (TOMAZELLI e VILLWOCK, 2005), que deram origem às unidades geomorfológicas Lombadas Costeiras e Planície Alta Costeira (CUNHA et al., 1996). Nestes ambientes desenvolvem-se perfis de Planossolos Eutróficos e Solódicos (Planossolos Háplicos Eutróficos e Planossolos Háplicos Eutróficos solódicos segundo EMBRAPA, 2014), com horizonte superficial arenoso contrastando com horizonte subsuperficial argilo-arenoso (Figura 5). Os solos comumente apresentam argila de atividade alta e elevada saturação de bases e, no caso dos planossolos solódicos, saturação elevada em sódio, fruto do retrabalhamento pelo mar nos eventos transgressivos.

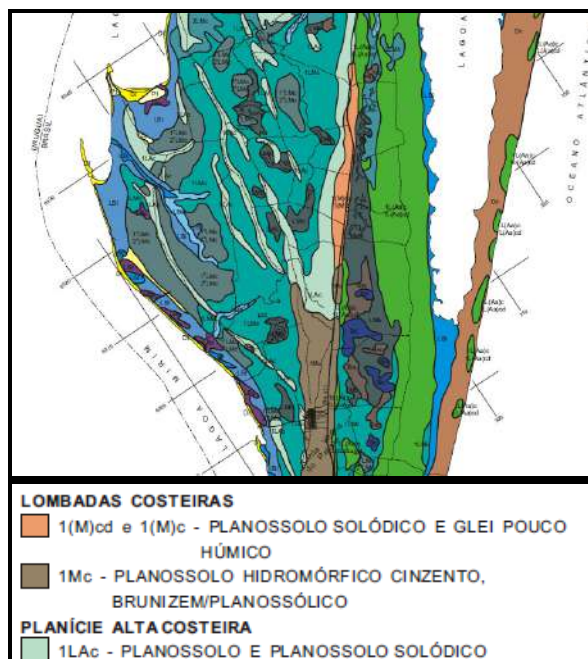


Figura 5. Unidades geomorfológicas e pedológicas na área de pesquisa das jazidas (modificado de CUNHA et al., 1996)

Como supramencionado, o trabalho teve início e fonte de motivação a realização e a análise de uma série de ensaios de laboratório conduzidos pelo Laboratório de Geotecnia e Concreto da FURG com materiais de empréstimo com potencial de emprego na construção dos aterros compactados das subestações Marmeleiro e Santa Vitória, situadas no município de Santa Vitória do Palmar/RS (BASTOS, 2014).

Os resultados da caracterização geotécnica dos materiais das 26 jazidas estudadas e os parâmetros de compactação e de capacidade de suporte e expansão são ilustrados nas tabelas 1 e 2, respectivamente.



SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DO RIO GRANDE DO SUL  
GEORS 2017

Tabela 1. Resultados dos ensaios de caracterização (BASTOS, 2014)

Jazida / Amostra	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	LL (%)	LP (%)	Classif. HRB-AASHTO
1	55	12	33	30	14	A6(4)
2	62	9	29	28	15	A6(2)
3	70	9	21	22	15	A2-4(0)
4	68	8	24	24	15	A2-4(0)
5	54	16	30	30	15	A6(4)
6	11	11	5	37	29	A2-4(0)
8	75	3	22	23	14	A2-4(0)
9	82	3	15	19	12	A2-4(0)
10	80	5	15	19	12	A2-4(0)
11	76	9	15	19	13	A2-4(0)
12	74	7	19	18	12	A2-4(0)
13	73	10	17	16	10	A2-4(0)
14	73	10	17	25	13	A2-6(0)
15	78	4	18	22	9	A2-6(0)
16	81	4	15	21	11	A2-4(0)
17	62	9	29	27	15	A6(1)
18	71	3	26	24	14	A2-4(0)
19	77	3	20	23	13	A2-4(0)
20	85	1	14	18	13	A2-4(0)
21	68	5	27	27	15	A2-6(0)
22	72	4	24	27	14	A2-6(0)
23	89	2	9	18	14	A2-4(0)
24	73	2	25	29	21	A2-4(0)
25	62	8	30	29	15	A6(2)
26	51	14	35	33	15	A6(6)

Obs: A amostra 7 não foi caracterizada; a amostra 6 discorda das demais ao mostrar excepcional teor de pedregulho (66%)

Os solos de empréstimo estudados mostraram-se como areias médias e finas argilosas, com teor de argila entre 9% e 35%. Na sua maioria pertencem à classe A2 (A2-4 ou A2-6) pelo sistema HRB-AASHTO de classificação de solos. Já os mais argilosos e plásticos pertencem à classe A6. Quanto à plasticidade, são na maioria medianamente plásticos, com índice de plasticidade entre 7% e 15%. Na Carta de Plasticidade de Casagrande os solos pertencem ao domínio das areias argilosas e situam-se acima da Linha A, evidenciando a significativa plasticidade conferida pela fração argilosa destes solos.

A atividade coloidal (Ia) dada pela razão entre o índice de plasticidade e teor de argila dos solos varia entre 0,42 e 1,56, predominando solos com baixa atividade coloidal (Ia < 0,75).

A caracterização geotécnica destes materiais foi condizente com a natureza geológica da região, formada por depósitos de terraços lagunares no passado retrabalhados pelo mar.

Tabela 2. Resultados dos ensaios de compactação e CBR (BASTOS, 2014)

Jazida / Amostra	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m <sup>3</sup> )	w <sub>ót</sub> (%)	ISC (%)	Expansão (%)
1	16,94	19,2	2	0,34
2	17,78	15,6	3	0,79
3	18,40	13,3	6	0,30
4	18,27	14,5	3	0,38
5	17,72	15,9	3	0,54
6	17,31	15,4	11	0,39
8	18,06	12,6	1	1,41
9	17,98	13,1	11	0,67
10	18,06	13,0	3	0,22
11	18,40	11,0	8	0,29
12	18,57	13,3	9	0,04
13	18,77	12,9	9	0,15
14	18,77	12,1	10	0,17
15	18,11	14,9	5	0,46
16	18,22	14,0	6	0,05
17	18,36	13,3	9	0,19
18	17,89	15,4	3	0,71
19	17,73	16,4	2	0,37
20	18,18	15,0	4	0,21
21	18,75	13,2	15	0,00
22	17,57	15,6	4	0,79
23	17,86	14,9	4	1,01
24	18,59	12,7	15	0,00
25	17,83	16,4	2	0,37
26	17,26	11,7	3	2,11

Os solos apresentaram baixa capacidade suporte, de tal sorte que somente solos de duas jazidas atingiram o valor mínimo de ISC igual a 15%, exigido para as obras de terra previstas nas subestações.

Para esta pesquisa de viabilidade da estabilização com cal, os solos das jazidas



foram agrupados em duas amostras, em função da granulometria apresentada: amostras 1 e 2, com teor de silte + argila de 35% e 21%, respectivamente. Com estas amostras agrupadas foi realizada caracterização geotécnica e obtidos parâmetros de compactação na energia do Proctor Normal.

### 3. MÉTODOS NA DOSAGEM DA CAL

Na dosagem dos solos com cal foram adotados os métodos físico químico ou do pH (EADES e GRIM, 1966) e o da resistência a compressão simples, aplicado o critério de Thompson (1966).

O método do pH considera como teor mínimo de cal para estabilização aquele que faz a mistura solo-cal assumir um pH de 12,4.

O método da resistência considera solos reativos à cal aqueles que apresentam ganho de resistência a compressão simples superior  $345 \text{ kN/m}^2$  após 28 dias de cura. Foram testados teores de cal de 3%, 6%, 9% e 12%, curados aos 7, 14, 28 e 60 dias, com prévia imersão por 24 horas antes da ruptura. Todos os ensaios foram feitos em triplicata. A Figura 6 ilustra a moldagem de corpos de prova  $50 \times 100 \text{ mm}$  em molde tri-partido e a Figura 7 mostra o arranjo experimental para o ensaio de determinação da resistência a compressão simples.

### 4. RESULTADOS

A Tabela 3 resume os resultados dos ensaios de caracterização das duas amostras agrupadas. A Figura 8 ilustra as curvas granulométricas.



Figura 6. Moldagem de corpo de prova  $50 \times 100 \text{ mm}$



Figura 7. Arranjo experimental para os ensaios de determinação da resistência a compressão simples

Tabela 3. Resultados dos ensaios de caracterização

Amostra	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	LL (%)	LP (%)	Classif. HRB-AASHTO
1	63	11	26	22	11	A6(1)
2	79	3	18	22	12	A2-4(0)

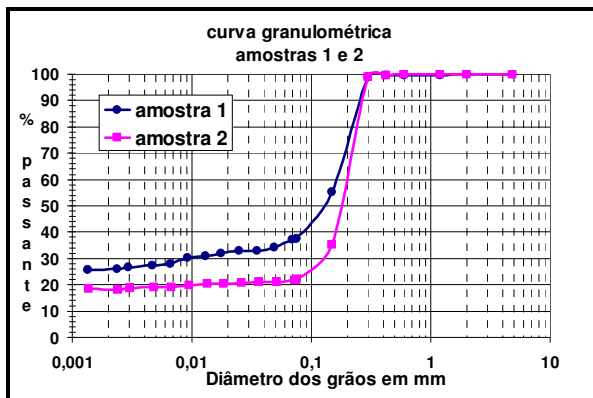


Figura 8. Curvas granulométricas das amostras agrupadas

As amostras agrupadas mostraram-se representativas dos distintos materiais das jazidas pesquisadas. Destaca-se que a plasticidade dos dois materiais pouco se altera apesar da variação granulométrica.

As curvas de compactação das misturas solo-cal são apresentadas na Figura 9.

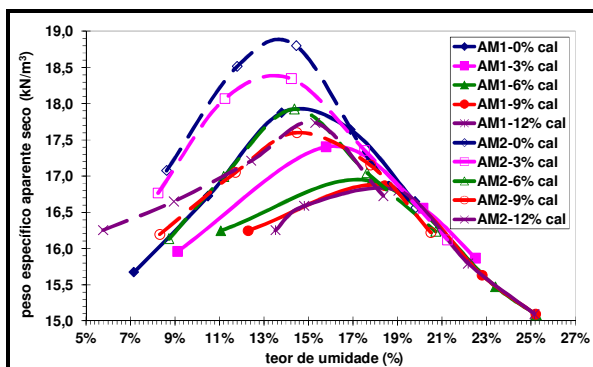


Figura 9. Curvas de compactação das misturas solo-cal estudadas

A amostra 2 (com menos finos) apresenta, como esperado, maior peso específico aparente seco máximo e menor teor de umidade ótimo de compactação em relação a amostra 1. Nas figuras 10 e 11 também se observa a tendência de redução do peso específico aparente máximo e aumento do teor de umidade ótimo com a adição de cal.

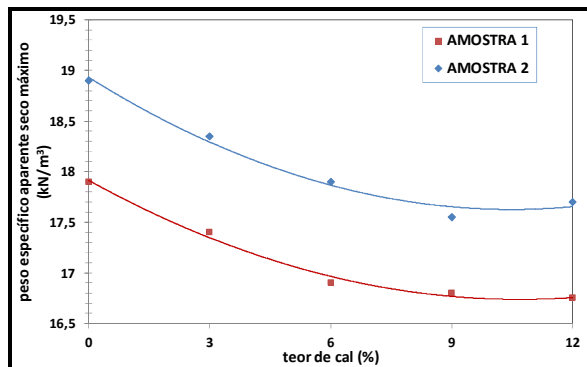


Figura 10. Valores de peso específico aparente seco máximo com o teor de cal das misturas

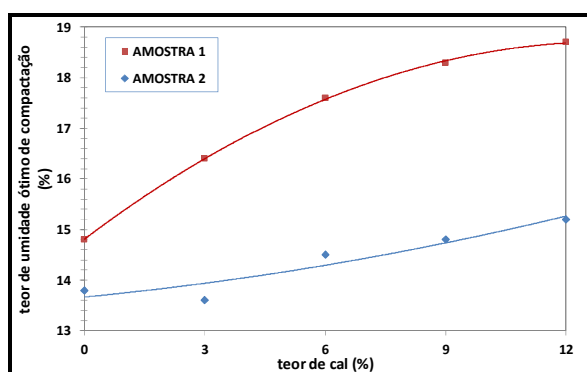


Figura 11. Valores de teor de umidade ótimo de compactação com o teor de cal das misturas

Os resultados obtidos com a dosagem da cal pelo método do pH são ilustrados na Figura 12. Pelo método, a amostra 1 estaria estabilizada entre 3% e 4% de cal e a amostra 2 entre 4% e 5% de cal.

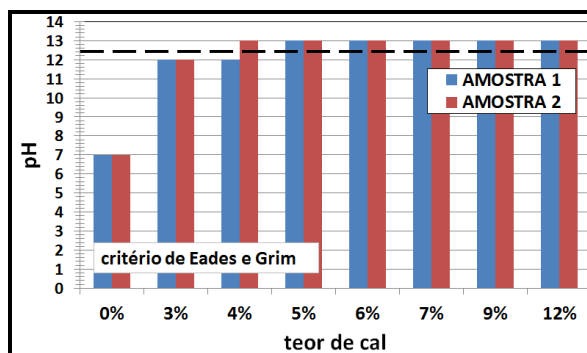
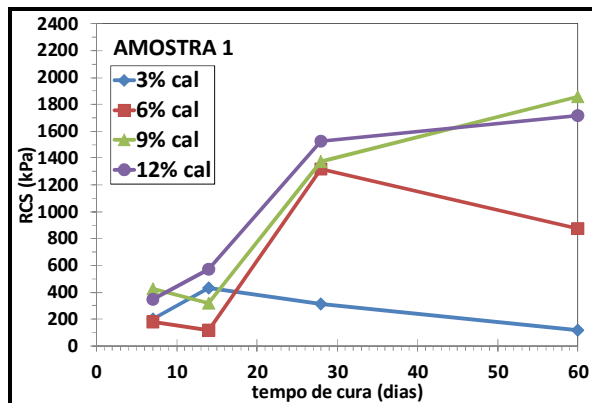
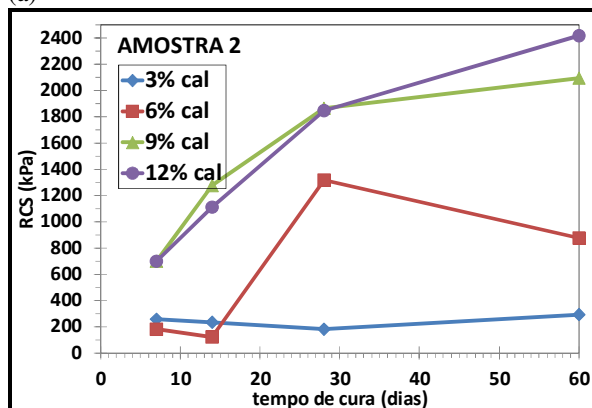


Figura 12. Resultados de pH x teor de cal da mistura obtidos na aplicação do método do pH

Já os resultados de compressão simples obtidos confirmaram o aumento da resistência do solo com o teor de cal e tempo de cura. Conforme ilustra a Figura 13, a tendência de crescimento da resistência somente pode ser definida para os maiores teores de cal ensaiados.



(a)



(b)

Figura 13. Resultados de resistência à compressão simples (RCS) com o tempo de cura das misturas. (a) amostra 1; (b) amostra 2

A análise da resistência aos 28 dias de cura para aplicação do critério de Thompson (1966) na dosagem do teor de cal é ilustrada na Figura 14. Na mesma figura, os valores pelo critério do pH são ilustrados.

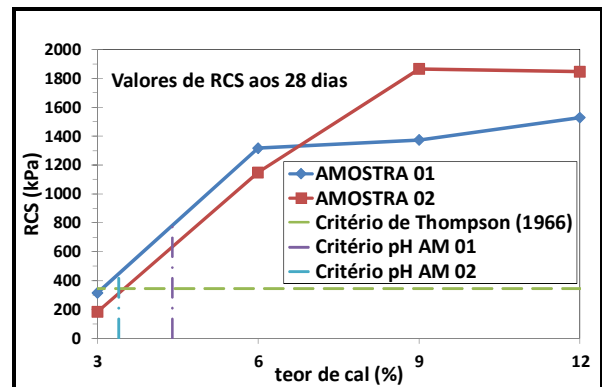


Figura 14. Resultados de resistência à compressão simples (RCS) aos 28 dias de cura e aplicação do critério de Thompson (1966)

Pelo critério de Thompson (1966), verifica-se que o acréscimo de resistência a compressão simples (RCS) de 345 kPa é atingido entre os teores de 3% e 6% de cal. Há uma tendência de estabilização no ganho de resistência a partir de 6% de cal para a amostra 1, e de 9% para a amostra 2.

## 5. CONCLUSÕES

As principais conclusões, baseadas com os resultados obtidos com a pesquisa são:

- Ambas amostras, representativas do horizonte subsuperficial de Planossolos Háplicos da Planície Costeira Sul do RS, mostraram-se reativas a cal;
- A adição de cal altera as propriedades de compactação das amostras estudadas, ratificando as indicações da literatura de que o peso específico aparente seco máximo das misturas tende a diminuir, enquanto o teor de umidade ótimo de compactação tende a aumentar com o teor de cal;
- Tanto o método do pH (EADES e GRIM, 1966), como o critério de Thompson (1966), a partir da resistência a compressão simples, indicam que teores inferiores a 5% de cal permitem a estabilização dos solos.

### *Agradecimentos*

Ao corpo técnico do Laboratório de Geotecnia e Concreto da FURG e ao CNPq pelo apoio à pesquisa.

### **6. REFERENCIAS**

BASTOS, C.A.B. Caracterização geotécnica de solos empregados em obras de aterro compactados na Planície Costeira Sul do Brasil. In: II CONGRESSO LUSO-BRASILEIRO DE GEOTECNIA, 2004, Aveiro/PT. **Anais...** Aveiro/Portugal: SPG, 2004. p.175-184.

BASTOS, C.A.B. **Estudo geotécnico – Subestações Marmeleiro e Santa Vitória do Palmar**. Relatório Técnico Final. Laboratório de Geotecnia e Concreto/FURG, 2014. 34p.

BASTOS, C.A.B.; BRANDÃO, P.H.S.F.; AGUIAR, L.M.; ALBUQUERQUE, F.W.R.C. Estabilização com cimento de solos sedimentares costeiros de baixa capacidade de suporte. In: XVIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2016, Belo Horizonte/MG. **Anais...** Belo Horizonte/MG: ABMS, 2016. CD-ROM.

BRASIL. MINISTÉRIO DO PLANEJAMENTO. **Programa de Aceleração do Crescimento. Brasil inaugura parque eólico do maior complexo da América Latina**. Disponível em: <<http://www.pac.gov.br/noticia/48d35480>>. Acesso em 13/2/2016.

CUNHA, N.G., SILVEIRA, R.J.C., SEVERO, C.R.S., SOARES, M.J., COSTA, C.N., CRUZ, S.N. **Estudo dos solos do município de Santa Vitória do Palmar**. Documentos

24/96. Pelotas/RS:Embrapa/CPACT, 1996. 58p.

DIAS, C. R. R. Estabilização de solos arenosos da Planície Costeira do Rio Grande do Sul com emprego de cinza volante. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 29, 1995, Cuiabá/MT **Anais...** Cuiabá/MT: ABPv, 1995.

EADES, J.L.; GRIM, R.E. A quick test to determine lime requirements for lime stabilization. **Highway Research Record**, n.262, p.61-72, 1966.

EMBRAPA. **Sistema Brasileiro de Classificação de Solos**. Brasília/DF: Embrapa, 2014.

MACHADO, C.R.; RUYER, C.A. Análise da técnica de estabilização química com cimento para diferentes solos da região sul do Rio Grande do Sul. In: VII SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DO RIO GRANDE DO SUL, 2013, Santa Maria/RS. **Anais...** Santa Maria/RS: ABMS-NRRS, 2013. CD-ROM.

MINASCAL. **Sobre a cal hidratada**. Disponível em: <<http://www.minascal.com.br>>. Acesso em 07/02/2017.

NUNEZ, W.P.; BASTOS, C.A.B.; DIAS, C.R.R. Caracterização e estudo da potencialidade de emprego em estradas vicinais de solos plintínicos ocorrentes no sul da Planície Costeira do Rio Grande do Sul. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 26, 1992, Aracaju/SE. **Anais...** Aracaju/SE: ABPv, 1992. p. 1-23.

RUYER, C.A.; MACHADO, C.R.; BASTOS, C.A.B.; DIAS, C.R.R. Viabilidade técnico-econômica da areia eólica estabilizada com

SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTECNIA DO RIO GRANDE DO SUL  
GEORS 2017

agentes aglomerantes para emprego em pavimentação. **Teoria e Prática na Engenharia Civil**, n.21, p.13-24, 2013.

SCHREIBER ENGENHARIA. **Subestação Santa Vitória do Palmar A, B - 500/138 KV - Eletrosul - RS**. Disponível em: <<http://www.schreiber.eng.br/subes-vitoria>>. Acesso em 13/2/2016.

SOUZA, R. O.; NUNEZ, W. P. ; DIAS, C. R. R. Avaliação do desempenho de misturas areia-cinza-cal em bases de pavimentos. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 32, 2000, Brasília/DF. **Anais...** Brasília/DF: ABPv, 2000. v. 1. p. 347-355.

THOMPSON, M.R. Lime reactivity of Illinois soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Divisions ASCE**, New York: ASCE, 92 (SM6), p. 67-92, 1966.

TOMAZELLI, L.J., VILLWOCK, J.A. Mapeamento geológico de planícies costeiras: o exemplo da costa do Rio Grande do Sul. **Gravel**, Porto Alegre/RS: UFRGS, n.3, p.109-115, 2005.

## ESTUDO DE PAVIMENTAÇÃO USANDO COMO BASE SOLO LOCAL DE BAIXA CAPACIDADE DE SUPORTE DA REGIÃO DE SANTA VITÓRIA DO PALMAR - RS ESTABILIZADO COM CIMENTO

**Larissa Macedo Aguiar**

Engenheira Civil

larissaaguiar2011@hotmail.com

**Cezar Augusto Burkert Bastos**

Professor da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande - FURG

cezarbastos@furg.br

**Resumo.** Nos municípios da região sul Planície Costeira do RS é notório a precariedade de estradas secundárias. Isso se dá, em parte, devido ao alto custo das obras de pavimentação, mesmo em revestimento primário, uma vez que o solo local não atende às condições mínimas de suporte e, portanto, não é aproveitado como camada de pavimento. A viabilidade econômica de tais obras parte da diminuição dos custos de construção. Dentro dessa premissa, foi estudada a estabilização de solo local encontrado no interior de Santa Vitória do Palmar com adição de cimento, com o propósito de utilizá-lo como base de pavimentos, atendendo aos requisitos técnicos exigidos em projetos de pavimentação. Para tal, foram realizados estudos de caracterização e classificação do solo, e a dosagem do cimento segundo as recomendações da ABNT. Com a solução foram propostos e dimensionados seis pavimentos hipotéticos, em três situações diversas de vias e dois diferentes arranjos estruturais.

**Palavras-chave:** Estabilização de solos. Solo-cal. Solos sedimentares costeiros.

### 1. INTRODUÇÃO

Como exigência do desenvolvimento econômico das regiões junto à Planície Costeira do Rio Grande do Sul (Figura 1), observa-se a necessidade de pavimentação de estradas secundárias, empregadas no escoamento de produções agrícolas e acesso a obras do setor energético. Da mesma forma, observa-se a falta de investimentos em pavimentação nas vias periféricas urbanas. Isso se deve, sobretudo, a questões econômicas, dado o fato de tais obras se tornarem muito onerosas devido às condições e características dos solos locais.

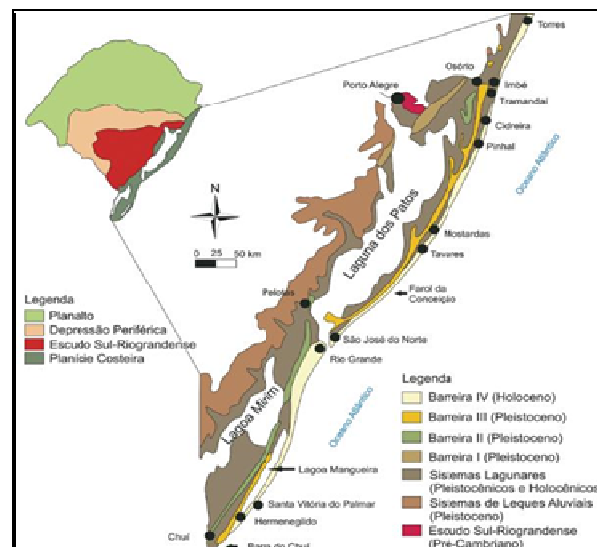


Figura 1. Planície Costeira do Rio Grande do Sul - geologia (fonte: SCHÄFER et al., 2009)



Alguns dos solos encontrados na Planície Costeira do Rio Grande do Sul se caracterizam por solos sedimentares de baixa capacidade de suporte, apresentando baixos valores de CBR (Índice de Suporte Califórnia). Sendo assim, são inadequados para obras de aterros, bases para pavimentos e etc. Geralmente, esses solos são substituídos por materiais de empréstimo mais nobres (saibros e/ou materiais pétreos). Porém, a substituição de material acaba aderindo elevados custos de aquisição e transporte às obras, pois as jazidas disponíveis ficam a longas distâncias dos locais de emprego. Dessa forma, torna-se pertinente o estudo de técnicas que permitam utilizar o material local como base (ou sub-base) de pavimentos, bem como investigar a viabilidade técnica e econômica de tais soluções de projeto.

Na literatura geotécnica existem métodos diversos de estabilização e melhoramento de solos, visando aumento da capacidade estrutural e redução das variações volumétricas. Dentre estes, uma alternativa técnica para estabilizar ou ao menos melhorar o solo local para obras de pavimentação é a estabilização físico-química.

Neste trabalho propõe-se a estabilização de um solo da porção sul da Planície Costeira do Rio Grande do Sul com adição de cimento, buscando a melhoria e estabilização de propriedades do solo. A proposta consiste na dosagem do solo-cimento pela norma brasileira (ABNT) e no projeto de pavimentos utilizando o solo local estabilizado como material de base. De forma detalhada este estudo é apresentado em Aguiar (2016).

O local de estudo é o interior do município de Santa Vitória do Palmar/ RS, nas proximidades da subestação de energia elétrica Marmeleiro (Figura 2), onde é encontrado o solo com as características descritas e tem-se a problematização do uso do material local.

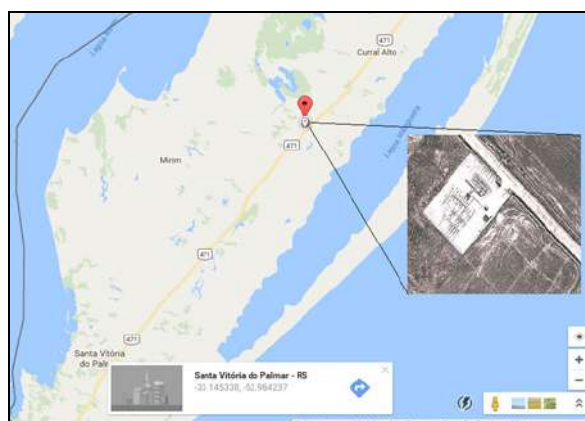


Figura 2. Área de estudo e ponto de amostragem (GOOGLE EARTH, 2016)

## 2. MATERIAIS

### 2.1 Solo estudado

O local em que foram extraídas as amostras de solo foi selecionado com base na ocorrência de solos demonstrados no mapa pedológico do Rio Grande do Sul (EMBRAPA, 2006), como mostra a Figura 3.

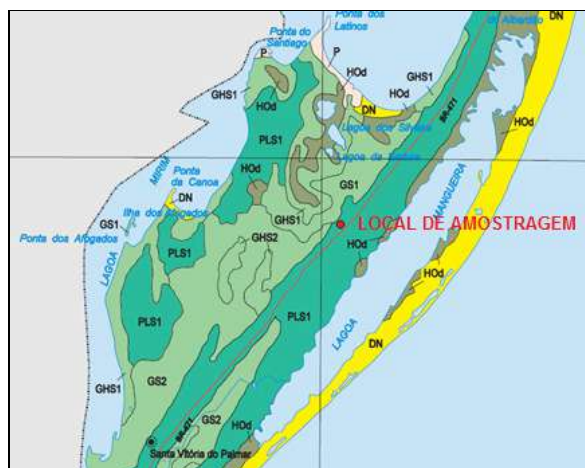


Figura 3. Local de amostragem no segmento do mapa pedológico do RS (modificado de EMBRAPA, 2006)

O local trata-se de um acesso a uma subestação de energia da CEEE denominada Subestação Marmeleiro ( $33^{\circ}8'47''S$  e

52°59'7''W). Para a obra desta subestação, em 2013, foram pesquisadas 26 jazidas visando utilizar o solo local como material de aterro das plataformas. Destaca-se que apenas duas das jazidas apresentaram solos com índice CBR > 15%, especificado para aterros.

O referido acesso é de fundamental importância para a realização das obras complementares ainda em curso, para a futura operação da instalação, assim como para o escoamento da produção agrícola do entorno. Logo, é de interesse privado e público que o referido acesso fosse pavimentado.

Cabe destacar que o solo coletado representa as características dos solos na região, constituindo o subleito de outras estradas vicinais de grande importância às comunidades rurais. A Figura 4 ilustra o perfil de solos no local da retirada de amostras.



Figura 4. Perfil de solo no local da retirada de amostras

De acordo com EMBRAPA (2006), na região estudada tem-se o predomínio de Planossolos Solódicos (hoje classificados como Planossolos Háplicos), unidade PSL1 no mapa da Figura 3. São solos de textura

arenosa/média e média/argilosa e de relevo plano. São solos minerais, imperfeitamente ou mal drenados, com acentuada concentração de argila por iluviação e adensamento no horizonte subsuperficial plânico. A permeabilidade lenta ou muito lenta é responsável pela formação de lençol d'água suspenso, de existência periódica e presença variável durante o ano.

## 2.2 Cimento

Foi utilizado o cimento Portland comum, CP-IV Pozolânico, industrializado pela Votorantim Cimentos.

## 3. MÉTODOS EMPREGADOS

### 3.1 Caracterização geotécnica do solo

Após a extração de uma amostra representativa deformada do solo, de acordo com a norma ABNT NBR 6457/16 (Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização), a mesma foi seca ao ar, destorroada e realizados os ensaios convencionais para caracterização geotécnica do solo: análise granulométrica, limites de Atterberg e determinação do peso específico dos grãos. As normas utilizadas nos ensaios de caracterização foram: ABNT NBR 7181/16 (Solo – Análise Granulométrica); ABNT NBR 6459/16 (Solo – Determinação do Limite de Liquidez); ABNT NBR 7180/16 (Solo – Determinação do Limite de Plasticidade) e ABNT NBR 6508/84 (Grãos do solo que passam pela peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica).

Com os resultados da caracterização foi obtida a classificação do solo segundo o sistema AASHTO-HRB (ASTM D 3282 - Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction).

### 3.2 Dosagem do solo-cimento

Na dosagem do solo-cimento foram utilizadas as normas da ABNT. A norma ABNT NBR 11798/12 (Materiais para base de solo-cimento – Requisitos) traz as principais características que deve possuir o solo, o cimento e a água a serem utilizados nas misturas de solo-cimento. Considera que para uso como camada de pavimento deve-se ter um solo, preferencialmente, dos grupos AASHTO-HRB A1, A2 ou A4. Define que todo solo deve ser passante na peneira malha 75 mm, no máximo 30% do solo poderá ficar retido na peneira de malha 19 mm e ainda que no máximo 40% dos grãos do solo podem ficar retidos na peneira malha 4,75 mm.

O método de dosagem descrito pela norma ABNT NBR 12253/12 (Solo-cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento – Procedimento) determina o teor inicial de cimento Portland capaz de estabilizar solos para uso como camada de pavimento, conforme classificação AASHTO-HRB do solo (Tabela 1), e ratificados por resultados de ensaios de compressão simples em corpos de prova cilíndricos de acordo com o disposto na norma ABNT NBR 12025/12 (Ensaio de compressão simples de corpos de prova cilíndricos – Método de ensaio).

Tabela 1. Teores de cimento por grupo de solo de acordo com ABNT NBR 12253/12.

Classificação do solo (AASHTO-HRB)	Teor de cimento (% em massa)
A1 - a A1 - b	4
A2	5
A3	7
A4	

Além do teor de cimento mínimo sugerido na Tabela 1, dois outros foram investigados,

de forma que fosse encontrado aquele que atendesse à resistência mínima à compressão simples, que a norma fixa em 2,1 MPa.

De posse dos teores indicados de cimento Portland, foram executados ensaios de compactação nas amostras de solo natural e solo-cimento para obtenção do peso específico aparente seco máximo e umidade ótima de compactação. Esses ensaios foram realizados com a energia de normal de compactação, usando o cilindro Proctor segundo as recomendações da ABNT NBR 12023/12 (Solo-cimento – Ensaio de compactação). Foi adotado o método A da referida norma, pois o solo estudado contém 100% dos grãos passantes na peneira de abertura 4,75 mm.

A norma ABNT NBR 12023/12 recomenda compactação com energia normal, sendo obtida com cilindro pequeno e soquete pequeno, moldando em três camadas com 26 golpes por camada (Figura 5).



Figura 5. Ensaio de compactação segundo ABNT NBR 12023/12

A norma ABNT NBR 12024/12 (Solo-cimento – Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos) traz os procedimentos para a moldagem e cura dos corpos de prova de solo-cimento. Executou-se a preparação da amostra e compactação, da mesma maneira que para os ensaios de compactação. Como molde foi empregado o cilindro pequeno Proctor. O solo e misturas foram compactados no teor ótimo de umidade e em triplicata para cada teor de cimento já definido. O teor de umidade de moldagem é conferido pelo método da estufa, a partir do material excedente da moldagem.



Após a compactação e extração do corpo de prova, esse foi identificado e acondicionado em embalagens plásticas. A cura se deu em câmara úmida, de forma a evitar a perda de seu teor de umidade durante o processo. A referida norma especifica a temperatura de acondicionamento de  $(23 \pm 2)^\circ\text{C}$  e umidade relativa do ar não inferior a 95%.

Para fins de dosagem de solo-cimento, a norma ABNT NBR 12024/12 determina que os corpos de prova permaneçam, obrigatoriamente, 7 dias no processo de cura. A norma considera ainda que são aceitos corpos de prova com grau de compactação (relação entre a massa específica aparente seca obtida na moldagem pela massa específica aparente seca obtida no ensaio de compactação) entre 98% e 102%, e que o teor umidade de moldagem esteja no intervalo de  $\pm 0,5\%$  em torno da umidade ótima.

Posteriormente a cura e antecedendo o ensaio de compressão simples, os corpos de prova foram colocados em imersão durante 4 horas. Imediatamente antes do ensaio são retirados da imersão e secos superficialmente com papel absorvente de acordo como indica a ABNT NBR 12025/12 (Figura 6).

Segundo a ABNT NBR 12025/12, para o ensaio de compressão simples é necessária uma prensa com capacidade para a aplicação da carga de compressão de forma contínua e a velocidade constante. Tal equipamento deve conter dois pratos planos de aço, em que o superior é rotulado e deve ter uma liberdade de giro de pelo menos  $5^\circ$  em todas as direções e o prato inferior deve ser centralizado e conter referências que auxiliem no posicionamento centralizado do corpo de prova.



(a)  
(b)  
Figura 6. Corpos de prova (a) durante e (b) após a imersão

Foi usada uma prensa elétrica marca Wille Geotecnik<sup>®</sup> de capacidade 6 tf (Figura 7). Os ensaios foram instrumentados com uma célula de carga de capacidade para 10 kN, que realiza as leituras de força aplicada e, por conseguinte, permite o cálculo da tensão de compressão axial aplicada. Foi utilizado ainda, um transdutor de deslocamento do tipo LVDT para medir a deformação axial. Para aquisição de dados da célula de carga e do transdutor de deslocamento foi utilizado uma unidade de aquisição de dados Spider<sup>®</sup> (da HBM Test and Measurement) e os resultados processados pelo software CatMan<sup>®</sup>.

O carregamento foi aplicado com deformação controlada de 1mm/min durante o ensaio. Com uso do software, foram coletados dados de força axial, obtidos por célula de carga, e de deformação, por transdutor de deslocamento em função do tempo.



Figura 7. Prensa elétrica utilizada para ruptura dos corpos de prova

O detalhe de um corpo de prova em ensaio é apresentado na Figura 8.



Figura 8. Detalhe de corpo de prova em ensaio

### 3.3 Dimensionamento das estruturas de pavimento

Para dimensionamento das camadas do pavimento proposto foi utilizado o tradicional

método empírico do DNER, atualmente adotado pelo DNIT.

Para tal foi necessário o CBR do subleito local. Este parâmetro foi obtido do estudo prévio conduzido pelo Laboratório de Geotecnia e Concreto da FURG quando da pesquisa de jazidas na região (BASTOS, 2014). Também foi necessária a estimativa do tráfego padrão para a região estudada, classificado como leve.

## 4. RESULTADOS

### 4.1 Caracterização geotécnica do solo

A Tabela 2 apresenta os resultados da análise granulométrica com uso de defloculante e os resultados de plasticidade do solo através dos limites de Atterberg. As frações granulométricas foram definidas segundo ABNT NBR 6502/95 (Solos e Rochas). A Figura 9 apresenta a curva granulométrica obtida do solo.

Tabela 2. Granulometria e plasticidade do solo

Granulometria					
Pedregu- -lho	Areia Grossa	Areia Média (%)	Areia Fina	Silte	Argila
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
0	0	1	51	14	34
Plasticidade					
Limite de liquidez (wl) (%)	Limite de plasticidade (wp) (%)	Índice de plasticidade (IP) (%)			
30	15	15			

Pedregulho: > 2 mm; areia grossa: 0,6-2mm; areia média: 0,2-0,6mm; silte: 0,002-0,06mm; argila: < 0,002mm. IP = wl – wp

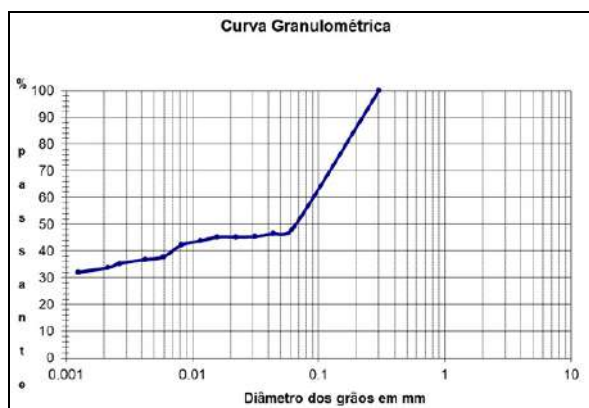


Figura 9. Curva granulométrica do solo

De acordo com os dados da caracterização geotécnica foi possível classificar o solo pelo sistema AASHTO-HRB. Com porcentagem passante na peneira 200 (0,074 mm) > 35%, limite de liquidez < 40% e índice de plasticidade > 10% o solo é pertencente ao grupo A-6, com índice de grupo igual a 7.

A norma ABNT NBR 11798/2012 não indica o uso de solos da classe A-6 na produção de solo-cimento. Entretanto, neste trabalho consideraremos para efeito de dosagem do solo-cimento como pertencente à classe A-4, visto a proximidade de características do solo estudado com a dita classe. A diferença se dá somente no índice de plasticidade, onde solos A-4 têm IP < 10% e solos A-6 > 10%.

#### 4.2 Dosagem do solo-cimento – teores estudados

De acordo com disposto na norma ABNT NBR 12253/12, para solos do grupo A-4, recomenda-se o uso do teor de 7% de cimento. Como o solo estudado apenas se aproximou ao grupo A-4 optou-se por realizar os ensaios também em outros dois teores acima do recomendado, sendo esses de 9% e 12%.

#### 4.3 Ensaios de compactação

Os resultados das curvas de compactação e parâmetros umidade ótima e massa específica aparente máxima são apresentados na Figura 10 e Tabela 3, respectivamente. De um modo geral, pode-se perceber que com o aumento do teor de cimento adicionado na mistura aumenta também a umidade ótima de compactação do material.

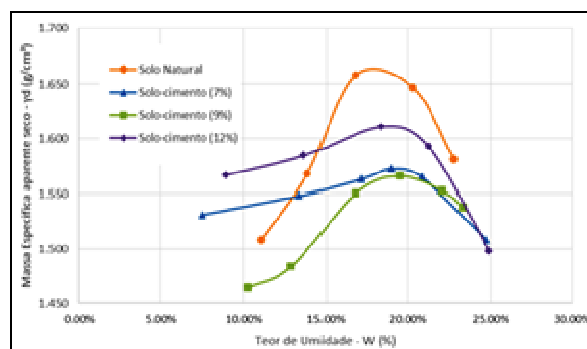


Figura 10. Curvas de compactação do solo e misturas

Tabela 3. Parâmetros ótimos de compactação do solo e misturas

Amostra	Teor de umidade ótima - $w_{ót}$ (%)	Massa específica aparente seca máxima - $\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )
Solo natural	17,40	1,665
Solo-cimento (7%)	19,00	1,572
Solo-cimento (9%)	19,23	1,566
Solo-cimento (12%)	19,30	1,615

#### 4.4 Ensaios de compressão simples

De posse dos parâmetros ótimos de compactação, foram moldados corpos de prova, curados por 7 dias e rompidos com imersão prévia para verificação da resistência à compressão simples, nas dosagens



propostas. Os resultados obtidos estão resumidos na Tabela 4. Os corpos de prova de solo natural não resistiram ao processo de imersão, por esse motivo foram ensaiados sem imersão prévia, com o objetivo de caracterizar a resistência à compressão simples do mesmo.

Tabela 4. Resumo dos resultados de resistência à compressão simples (RCS) obtidos para o solo natural e solo-cimento

Material	Carga ruptura média (kN)	Tensão de ruptura - RCS (MPa)
Solo natural - sem imersão	1,30	0,17
Solo-cimento (7%)	9,35	1,19
Solo-cimento (9%)	10,87	1,38
Solo-cimento (12%)	16,58	2,11

De posse dos resultados dos ensaios de compressão simples (RCS) foi possível traçar relações entre a resistência e os teores de cimento adicionados (Figura 11).

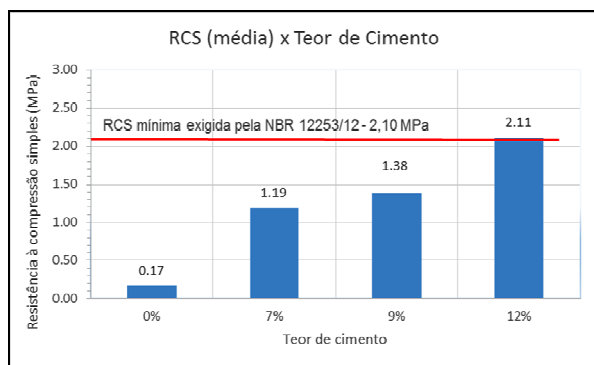


Figura 11. Resistência a compressão simples (RCS) x teor de cimento

Nota-se que o teor de cimento no qual o solo-cimento atinge a resistência à compressão mínima exigida pela norma ABNT NBR12253/2012 (de 2,1 MPa) é de 12% e, portanto, é o único que atende a exigência que qualifica o material como base estabilizada de solo-cimento.

#### 4.5 Estruturas de pavimento propostas

Foram estudadas, seis alternativas de pavimentos, considerando três cenários: via urbana de baixo volume de tráfego; via rural/vicinal e via de acesso a empreendimento, com e sem emprego de reforço do subleito.

##### a) Proposta 1 - via urbana, sem reforço de subleito

A Tabela 5 traz os dados de entrada ao tradicional Método do DNER para a situação proposta 1.

Tabela 5. Dados de dimensionamento – proposta 1

Dados	Proposta 1
Característica de tráfego	tráfego leve – $N = 10^5$
Característica do subleito	CBR do solo local = 3%
Base	solo-cimento - coeficiente estrutural $K=1,20$
Revestimento	revestimento pré-misturado a quente e de graduação densa, coeficiente estrutural - $K = 1,70$ , espessura adotada de 4 cm

Aplicado o método de dimensionamento a espessura de base em solo-cimento encontrada é de 53 cm (Figura 12).

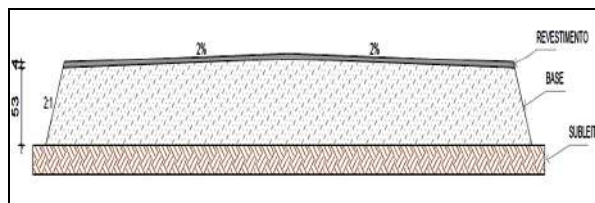


Figura 12. Seção da estrutura de pavimento – proposta 1

**b) Proposta 2 - via rural/vicinal, sem reforço de subleito**

A Tabela 6 traz os dados de entrada ao tradicional Método do DNER para a situação proposta 2.

Tabela 6. Dados de dimensionamento – proposta 2

Dados	Proposta 2
Característica de tráfego	tráfego leve com sazonais períodos de safra, onde há trânsito de caminhões de carga – $N = 10^5$
Característica do subleito	CBR do solo local = 3%
Base	solo-cimento - coeficiente estrutural $K=1,20$
Revestimento	Revestimento primário em camada granular, de brita graduada de graduação fina, também chamada de bica corrida - coeficiente estrutural $K = 1,00$ , espessura adotada de 10 cm

Aplicado o método de dimensionamento a espessura de base em solo-cimento encontrada é de 51 cm (Figura 13).

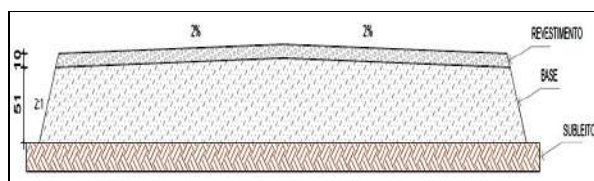


Figura 13. Seção da estrutura de pavimento – proposta 2

**c) Proposta 3 - via de acesso a empreendimento, sem reforço de subleito**

A Tabela 7 traz os dados de entrada ao tradicional Método do DNER para a situação proposta 3.

Tabela 7. Dados de dimensionamento – proposta 3

Dados	Proposta 3
Característica de tráfego	acesso a empreendimento do setor eólico, onde há trânsito de caminhões e cargas pesadas durante a construção e tráfego leve posteriormente – $N = 2,05.10^5$
Característica do subleito	CBR do solo local = 3%
Base	solo-cimento - coeficiente estrutural $K=1,20$
Revestimento	Revestimento primário em camada granular, de brita graduada de graduação fina, também chamada de bica corrida - coeficiente estrutural $K = 1,00$ , espessura adotada de 10 cm

Aplicado o método de dimensionamento a espessura de base em solo-cimento encontrada é de 53 cm (Figura 14).

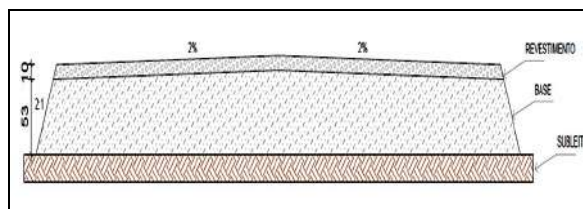


Figura 14. Seção da estrutura de pavimento – proposta 3

**d) Proposta 4 - via urbana, com reforço de subleito**

A Tabela 8 traz os dados de entrada ao tradicional Método do DNER para a situação proposta 4.

Tabela 8. Dados de dimensionamento – proposta 4

Dados	Proposta 4
Característica de tráfego	tráfego leve – $N = 10^5$
Característica do subleito	CBR do solo local = 3%
Reforço do subleito	saibro britado compactado na energia normal ou um saibro natural compactado na energia intermediária, em termos médios CBR = 41% e CBR = 24%, respectivamente (Bastos e Maria, 2016) - coeficiente estrutural $K = 1,00$
Base	solo-cimento - coeficiente estrutural $K=1,20$
Revestimento	revestimento pré-misturado a quente e de graduação densa, coeficiente estrutural - $K = 1,70$ , espessura adotada de 4 cm

Aplicado o método de dimensionamento as espessuras de reforço de subleito e base são de 28 cm e 30 cm, respectivamente (Figura 15).

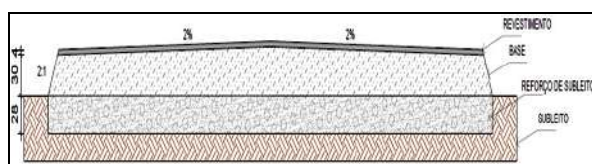


Figura 15. Seção da estrutura de pavimento – proposta 4

**e) Proposta 5 - via rural/vicinal, com reforço de subleito**

A Tabela 9 traz os dados de entrada ao tradicional Método do DNER para a situação proposta 5.

Tabela 9. Dados de dimensionamento – proposta 5

Dados	Proposta 5
Característica de tráfego	tráfego leve com sazonais períodos de safra, onde há trânsito de caminhões de carga – $N = 10^5$
Característica do subleito	CBR do solo local = 3%
Reforço do subleito	saibro britado compactado na energia normal ou um saibro natural compactado na energia intermediária, em termos médios CBR = 41% e CBR = 24%, respectivamente (Bastos e Maria, 2016) - coeficiente estrutural $K = 1,00$
Base	solo-cimento - coeficiente estrutural $K=1,20$
Revestimento	Revestimento primário em camada granular, de brita graduada de graduação fina, também chamada de bica corrida - coeficiente estrutural $K = 1,00$ , espessura adotada de 10 cm

Aplicado o método de dimensionamento as espessuras de reforço de subleito e base são de 25 cm e 30 cm, respectivamente (Figura 16).

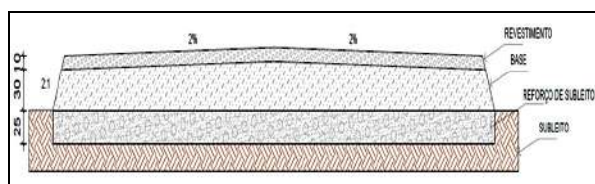


Figura 16. Seção da estrutura de pavimento – proposta 5

f) **Proposta 6 - via de acesso a empreendimento com reforço de subleito**

A Tabela 10 traz os dados de entrada ao tradicional Método do DNER para a situação proposta 6.

Tabela 10. Dados de dimensionamento – proposta 6

Dados	Proposta 6
Característica de tráfego	acesso a empreendimento do setor eólico, onde há trânsito de caminhões e cargas pesadas durante a construção e tráfego leve posteriormente – $N = 2,05 \cdot 10^5$
Característica do subleito	CBR do solo local = 3%
Reforço do subleito	saibro britado compactado na energia normal ou um saibro natural compactado na energia intermediária, em termos médios CBR = 41% e CBR = 24%, respectivamente (Bastos e Maria, 2016) - coeficiente estrutural $K = 1,00$
Base	solo-cimento - coeficiente estrutural $K=1,20$
Revestimento	Revestimento primário em camada granular, de brita graduada de graduação fina, também chamada de bica corrida - coeficiente estrutural $K = 1,00$ , espessura adotada de 10 cm

Aplicado o método de dimensionamento as espessuras de reforço de subleito e base são de 27 cm e 30 cm, respectivamente (Figura 17).

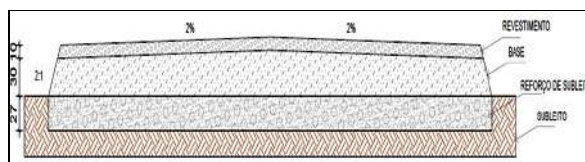


Figura 17. Seção da estrutura de pavimento – proposta 6

A Tabela 11 apresenta um resumo dos resultados obtidos nos dimensionamentos propostos com a utilização da base de solo-cimento.

Tabela 11. Resumo das espessuras nas estruturas propostas

Estrutura do pavimento	Via urbana s/ reforço de subleito	Via vicinal s/ reforço de subleito	Via acesso s/ reforço de subleito
Revestimento PMQ	4 cm	-	-
Revestimento Granular	-	10 cm	10 cm
Base Solo-Cimento	53 cm	51 cm	53 cm
Estrutura do pavimento	Via urbana c/ reforço de subleito	Via vicinal c/ reforço de subleito	Via acesso c/ reforço de subleito
Revestimento PMQ	4 cm	-	-
Revestimento Granular	-	10 cm	10 cm
Base Solo-Cimento	30 cm	30 cm	30 cm
Reforço do subleito em saibro	28 cm	25 cm	27 cm

## 5. CONCLUSÕES

O objetivo deste estudo foi atingido ao investigar a viabilidade técnica do uso de solos areno-argilosos presentes na porção sul da Planície Costeira do Rio Grande do Sul, estabilizados com cimento, como material de base de pavimentos para tráfego leve.

Tendo em vista os resultados obtidos nos ensaios de caracterização do solo e de dosagem do solo-cimento e com base nos dimensionamentos propostos, apresentam-se as seguintes conclusões:

- O solo estudado foi considerado atender a qualificação da ABNT NBR 11798/12 para ser estabilizado com cimento, uma vez que se aproxima do grupo A-4 da classificação AASHTO-HRB;
- Os parâmetros de compactação para as misturas mostram que quanto maior a porcentagem de cimento na dosagem, maior o teor de umidade ótima e, de um modo geral, menor a massa específica aparente seca máxima;
- Observa-se que, como esperado, quanto maior a porcentagem de cimento adicionada, maior a resistência à compressão simples do solo-cimento. Ainda assim, a única mistura que atendeu ao valor mínimo de resistência aos 7 dias de cura, estabelecido pela ABNT NBR 12253/12 para uso de solo-cimento em bases de pavimentos (2,1 MPa), foi aquela com 12% de adição de cimento;
- A solução por camada única de base de solo-cimento leva a espessuras elevadas, em função do baixo CBR do subleito. Com isso, a alternativa por reforço do subleito, apesar de implicar em material de empréstimo de longa distância, permite otimizar o uso do material escavado na substituição para a produção das misturas de solo-cimento, reduzindo empréstimos laterais ou licenciamento de jazidas próximas ao local das obras viárias;

- Ressalta-se a importância do rigoroso controle de execução das bases de solo-cimento misturadas in situ, para um bom desempenho das mesmas. Devem-se ter cuidados com a pulverização do solo, uniformização do solo com o cimento, adição do teor de umidade dosado na mistura, homogeneização da camada final, compactação e processos de cura.

### *Agradecimentos*

Ao técnico Régis Pinheiro Maria e bolsistas do Laboratório de Geotecnia e Concreto da FURG pelo apoio ao trabalho.

## 5. REFERENCIAS

AGUIAR, L.M. **Estudo de projeto de pavimentação usando como base solo local de baixa capacidade de suporte da região de Santa Vitória do Palmar - RS estabilizado com cimento**. Projeto de Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande – FURG, 2016, 88p.

BASTOS, C.A.B. **Estudo geotécnico – Subestações Marmeleiro e Santa Vitória do Palmar**. Relatório Técnico Final. Laboratório de Geotecnia e Concreto/FURG, 2014. 34p.

EMBRAPA **Sistema Brasileiro de Classificação de Solos**. Centro Nacional de Pesquisa de Solos - Rio de Janeiro/RJ. 2a ed., 2006. 306p.

GOOGLE EARTH Disponível em <<https://www.google.com.br/maps>>. Acesso em 10/09/2016.

SCHÄFER, A.; LANZER, R.; PEREIRA, R. **Atlas socioambiental dos municípios de Mostardas, Tavares, São José do Norte e Santa Vitória do Palmar**. Caxias do Sul/RS: EDUCS, 2009, 367p.

## SISTEMAS DE IMPERMEABILIZAÇÃO PARA ATERROS DE RESÍDUOS SÓLIDOS NA UNIÃO EUROPEIA, ESTADOS UNIDOS E BRASIL

**Geraldo Antônio Reichert**

Professor do curso de Engenharia Ambiental da Universidade de Caxias do Sul  
gareichert@cpovo.net

**Virgínia Viganó**

Engenheira Ambiental  
vvigano@ucs.br

**Resumo.** *Estudos sobre técnicas de proteção dos solos e das águas subterrâneas têm sido bastante explorados devido à segurança exigida para os sistemas de disposição final de resíduos. Essas obras de engenharia devem ser eficientes de modo a confinar os resíduos, evitando a liberação de substâncias nocivas ao meio ambiente e à saúde humana. O presente trabalho descreve os sistemas de impermeabilização exigidos por lei para áreas de disposição final de resíduos na União Europeia, Estados Unidos e Brasil. No geral, as camadas mais utilizadas são aquelas compostas por solos compactados e geomembranas. Verificou-se que a baixa permeabilidade é o principal parâmetro requerido nos três locais estudados e que a escolha técnica do sistema de impermeabilização sempre deverá observar características particulares como a pedologia da região e a disponibilidade de solo adequado e dos materiais específicos que irão compor o mesmo.*

**Palavras-chave:** *Aterros de resíduos sólidos. Impermeabilização. Solo compactado.*

### 1. INTRODUÇÃO

A destinação final de resíduos requer a implantação de sistemas de disposição que operem de forma ambientalmente adequada. Para reger o funcionamento destes locais, devem ser atendidas as normas e legislações ambientais vigentes, que estabelecem critérios de segurança e elementos de proteção ambiental.

A importância de um sistema de impermeabilização em um aterro de resíduos sólidos pode ser exemplificada por Gallas *et al.* (2005), que relata a detecção de plumas de contaminação por lixiviado em um aterro sanitário localizado no município de Londrina (PR). A pluma de contaminação engloba o subsolo e o lençol freático e está situada à jusante da área estudada. Este tipo de contaminação geralmente ocorre pois o sistema de impermeabilização de base não retém o lixiviado gerado pela decomposição dos resíduos no aterro.

Os sistemas de impermeabilização são dimensionadas com o objetivo de impedir a contaminação do local pela passagem do lixiviado. Neste contexto, o presente estudo buscou elencar os principais requisitos legais e técnicos relativos aos sistemas de impermeabilização utilizados em aterros sanitários de resíduos sólidos na União



Europeia, Estados Unidos e Brasil. Com isso, realizou-se um comparativo entre os mesmos, sistematizando as informações referentes ao assunto.

## 2. REQUISITOS LEGAIS

Cada camada individual que compõe o sistema de impermeabilização do aterro é denominada de camada impermeabilizante, barreira de impermeabilização, entre outras nomenclaturas semelhantes que podem ser utilizadas. Carvalho (1999) ressalta que existem diversos tipos de camadas impermeabilizantes, dentre estas destacam-se como as mais utilizadas solos locais compactados, solos argilosos compactados, geomembranas e geocomposto bentonítico. Neste capítulo abordou-se as principais legislações relativas ao assunto nos locais estudados.

### 2.1 União Europeia

A Comunidade Europeia, possui uma diretiva, a 1999/31/CE (UE, 1999), relativa a disposição de resíduos sólidos. Esta, tem por objetivo prever medidas referentes à implantação de aterros de resíduos sólidos. A referida legislação classifica os aterros como: de resíduos perigosos, não perigosos e inertes.

Todos os aterros, com exceção dos aterros para resíduos inertes, devem ser providos de uma barreira de impermeabilização artificial, além de uma camada de solo, (constituída por uma geomembrana ou dispositivo equivalente) e um sistema de drenagem de águas pluviais; um sistema de captação, drenagem e recolha de lixiviados.

### 2.2 Estados Unidos da América

Segundo Dos Santos (2011) nos Estados Unidos da América o código de regulamentos federal (CFR), em seu título 40, versa a

respeito da proteção do meio ambiente. A regulamentação 258 do mesmo, estabelecida pela *Environmental Protection Agency dos EUA* (USEPA), apresenta as regulações para os aterros de resíduos sólidos. Segundo a referida normativa um projeto de aterro de resíduos sólidos pode ser elaborado de duas formas: com base em normas técnicas ou com base em desempenho.

Um projeto baseado no desempenho, deve comprovar que é capaz de manter os níveis de contaminação abaixo dos valores máximos estabelecidos pela USEPA. Todavia em um projeto com base nas normas técnicas norte americanas, o sistema de impermeabilização inferior para aterros de resíduos não perigosos deve ser composto por uma camada de solo compactado de no mínimo 0,6 m de espessura e condutividade hidráulica máxima  $1 \times 10^{-7}$  m/s, uma camada de geomembrana, com espessura de no mínimo 0,00254 centímetros e sistema de drenagem. A camada de drenagem pode ser instalada diretamente sobre a camada de geomembrana ou pode ser utilizada uma camada de geotêxtil para fins de proteção da geomembrana.

O sistema de impermeabilização inferior acima exposto é considerado pela USEPA como um sistema simples. Em relação aos aterros de resíduos sólidos perigosos a USEPA requer a instalação de um sistema de impermeabilização duplo, isto é, com duas camadas de geomembrana. Além disso, uma camada de 0,9 m de solo compactado com condutividade hidráulica máxima  $1 \times 10^{-9}$  m/s, uma camada de detecção de infiltrações e um sistema de drenagem.

### 2.3 Brasil

No Brasil as normas que servem como base para o dimensionamento dos sistemas de impermeabilização são as normas da ABNT. A NBR 13.896 (ABNT, 1997), referente aos critérios para projeto, implantação e operação

SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTECNIA DO RIO GRANDE DO SUL  
GEORS 2017

de aterros de resíduos não perigosos, indica que para locais onde o terreno natural apresenta um coeficiente de permeabilidade inferior a  $10^{-6}$  cm/s e uma profundidade do nível d'água igual ou superior a 3,0 m não há necessidade de impermeabilização da superfície do terreno natural. Porém em locais onde o nível do lençol freático esteja à 1,5 m ou a uma distância menor, recomenda-se a impermeabilização do terreno natural. Esta condição também é válida para solos com um valor de permeabilidade maior do que  $10^{-6}$  cm/s.

Em relação aos aterros de resíduos perigosos, a NBR 10.157 (ABNT, 1987) recomenda a implantação de um sistema de impermeabilização duplo. Segundo Reichert (2007) os sistemas duplos são construídos com duas camadas espaçadas por material drenante (geralmente o material drenante é areia ou uma geomalha) que tem por finalidade detectar e coletar os líquidos ou gases que porventura venham a passar pela camada impermeabilizante imediatamente acima.

Cada uma das duas camadas do sistema duplo pode ser simples ou composta. Os sistemas simples são construídos com apenas uma camada, geralmente de argila compactada

ou geomembrana e os sistemas compostos são construídos por duas camadas de diferentes materiais, geralmente uma camada de argila compactada mais uma geomembrana sobreposta, supondo-se uma perfeita aderência entre geomembrana e a argila.

A NBR 15.849 (ABNT, 2010) referente a diretrizes para localização, projeto, implantação, operação e encerramento de aterros sanitários de pequeno porte, indica o aterro deverá ser dotado de sistema de impermeabilização complementar quando: o solo local não apresente a permeabilidade mínima, dados o excedente hídrico e a profundidade do freático (Quadro 1); a profundidade do freático não atinja a mínima requerida, dados a permeabilidade e o excedente hídrico, conforme Quadro 1; o excedente hídrico local supere os especificados no Quadro 1, dadas a permeabilidade e a profundidade do freático; ou seja significativa a fração orgânica presente nos resíduos a serem dispostos.

**Quadro 1 - Critérios para dispensa de impermeabilização complementar**

Limites máximos do excedente hídrico (EH, mm/ano) para a dispensa da impermeabilização complementar		Fração orgânica dos resíduos $\leq 30\%$				Fração orgânica dos resíduos $> 30\%$			
		Profundidade do freático (m)				Profundidade do freático (m)			
		1,5 < n $\leq$ 3	3 < n < 6	6 $\leq$ n < 9	n $\geq$ 9	1,5 < n $\leq$ 3	3 < n < 6	6 $\leq$ n < 9	n $\geq$ 9
Coeficiente de permeabilidade do solo local k (cm/s)	$k \leq 1 \times 10^{-6}$	250	500	1000	1500	188	375	750	1125
	$1 \times 10^{-6} < k \leq 1 \times 10^{-5}$	200	400	800	1200	150	300	600	900
	$1 \times 10^{-5} < k \leq 1 \times 10^{-4}$	150	300	600	900	113	225	450	675

Fonte: NBR 15.849 (ABNT, 2010).

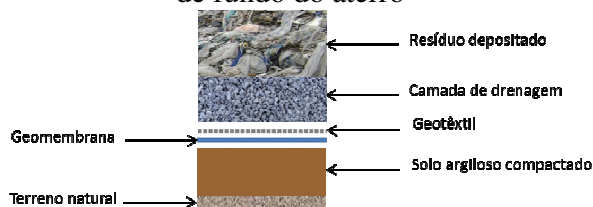
Conforme Reichert (2007), quando sistemas simples são adotados, deve-se sempre preferir a impermeabilização com argila compactada à colocação de uma camada simples de geomembrana. Isto porque a

camada mineral tem melhor desempenho e resistência a longo prazo. Entretanto, apesar da eficiência da argila compactada, e de sua resistência adequada em longo prazo, estes podem apresentar contração das camadas

argilosas, resultando em trincas e, conseqüentemente, na diminuição de sua eficiência (LODI; ZORNBERG; BUENO, 2009). Com relação às geomembranas em camadas simples, convém destacar que estas não são utilizadas de forma isolada, devido a problemas tais como puncionamento, rasgos, imperfeições e/ou defeitos que possam apresentar, resultando em aumento de fluxo e diminuição da eficiência da camada impermeabilizante (LODI; ZORNBERG; BUENO, 2009).

Boscov (2008) comenta que o revestimento de fundo de um aterro de resíduos é geralmente composto por: camada de argila compactada; geomembrana; geotêxtil; material drenante granular e camada de separação e filtração de granulometria intermediária entre os resíduos e a camada drenante (Figura 1).

Figura 1 - Representação esquemática das camadas constituintes da impermeabilização de fundo do aterro



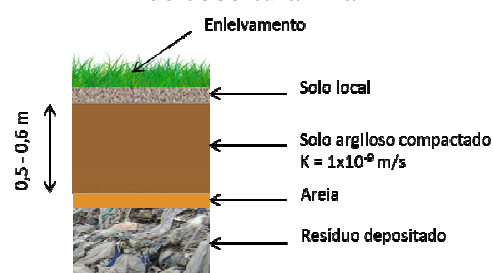
Fonte: A autora (2016), com base em Boscov (2008).

Em relação aos sistemas de cobertura dos aterros (impermeabilização superior), os mesmos devem ser construídos objetivando controlar a entrada de água e ar; minimizar a migração de líquidos lixiviados e biogás para fora do aterro; servir como elemento de redução de odores, vetores de doenças e outros inconvenientes; servir como sistema de controle de águas superficiais e facilitar a recomposição da paisagem (CATAPRETA *et al.*, 2005).

Reichert (2007) apresenta uma proposta de configuração de sistema de cobertura final (

Figura 2). O autor sugere que a camada de argila tenha uma espessura entre 50 e 60 cm, e seja compactada até uma permeabilidade da ordem de  $1 \times 10^{-5}$  cm/s. Segundo Lodi *et al.* (2009), quando se utilizam barreiras impermeáveis, é comum que sejam executados drenos na forma de colchões ou trincheiras sobre e sob estas. De acordo com Bueno *et al.* (2004), esses drenos visam captar os gases e percolados gerados para evacuá-los e prevenir o desenvolvimento de subpressões que iriam instabilizar o maciço; quando instalados sob o sistema de impermeabilização podem ser destinados a proteger o meio ambiente contra eventuais falhas e fugas de efluentes contaminantes e quando instalados sobre os efluentes ou resíduos, em suas coberturas, visam captar as águas pluviais e impedi-las de penetrar nos resíduos.

Figura 2 - Componentes básicos de sistemas de cobertura final



Fonte: A autora (2016), baseado em Reichert (2007).

## 2.4 Materiais utilizados

Segundo Reichert (2007), os materiais mais utilizados para a impermeabilização em aterro são as argilas compactadas e as geomembranas sintéticas. Conforme Lodi *et al.* (2009), também são utilizadas, principalmente nos Estados Unidos da América as membranas duplas de geotêxtil com uma camada intermediária fina de argila bentonítica.

As camadas impermeabilizantes devem apresentar propriedades como estanqueidade, durabilidade, resistência mecânica, resistência

a intempéries e compatibilidade com os resíduos a serem aterrados (CARVALHO, 1999). Este capítulo tem o objetivo de ser uma contribuição em relação ao desempenho das camadas impermeabilizantes no que tange as propriedades acima mencionadas.

A principal função da geomembrana no aterro de resíduos sólidos é a atuar como barreira de contenção para líquidos ou vapores devido ao seu reduzido coeficiente de permeabilidade que se situa entre  $0,5 \times 10^{-10}$  à  $0,5 \times 10^{-13}$  cm/s (COSTA et al., 2008), com a finalidade de proteger o solo e consequentemente as águas subterrâneas de contaminações. O material de fabricação é geralmente PEAD ou PVC. Vilar (2003) destaca como principais vantagens do uso da geomembrana: controle de qualidade de um produto manufaturado, facilidade de instalação, reduzida permeabilidade e ganho no espaço do aterro.

Conforme Geroto (2008), a eficiência das geomembranas está ligada à sua integridade, que pode sofrer danos devido à existência de materiais cortantes ou mesmo devido ao sistema de drenagem (brita). Para prevenir perfurações e danos, é empregado o uso de uma camada de proteção de materiais como geotêxteis não tecido ou areia.

Segundo Da Costa *et al.* (2015), os geotêxteis são mantas contínuas de fibras ou filamentos, tecidos, não tecidos, tricotados ou costurados. As mantas são flexíveis e permeáveis e são usadas para aplicações de separação, proteção, filtração, drenagem, reforço e controle de erosões. No aterro de resíduos sólidos, o geotêxtil pode ser utilizado como elemento filtrante ou como proteção para evitar danos na geomembrana.

Conforme a ABINT (2001), os geotêxteis são subdivididos de acordo com as suas características. Os tipos mais utilizados são o geotêxtil não-tecido (GTNW) e o geotêxtil tecido (GTW). O geotêxtil não-tecido (GTNW) é composto por fibras cortadas ou

filamentos contínuos, distribuídos aleatoriamente. Essas fibras podem ser interligadas por processos diferenciados, por isso, os geotêxteis não-tecido ainda são subdivididos em: geotêxtil não-tecido agulhado: fibras interligadas mecanicamente, por processo de agulhagem; geotêxtil não-tecido termoligado: fibras interligadas por fusão parcial obtida por aquecimento; e geotêxtil não-tecido resinado: fibras interligadas por meio de produtos químicos.

Conforme De Vasconcelos Porto (2013), os geocompósitos ou geocompostos são uma associação de dois ou mais tipos de materiais. Os geocompósitos bentoníticos (GCL), desenvolvidos para a função de barreira impermeabilizante, são constituídos por uma camada de bentonita envolvida em geotêxteis ou em uma camada de geomembrana. Em geral, é utilizada a bentonita cálcica ou sódica, as quais possuem baixa condutividade hidráulica e elevado potencial de expansão, ligadas a uma camada de geomembrana ou entre duas camadas de geotêxtil. A união destes materiais é realizada por agulhamento, solda ou colagem química, dependendo da dureza do material. No caso do uso de geomembrana, a argila é misturada a um adesivo e aderida à mesma. Sendo assim, possíveis fluxos hidráulicos poderão ser minimizados devido à capacidade de expansão e vedação da argila. No segundo caso, o centro bentonítico é costurado ao geotêxtil, colado ou laminado termicamente (PITANGA, 2007).

O eficiente desempenho do GCL como camada impermeabilizante e contentora de fluxo se dá devido às propriedades de expansão e de absorção de água que a bentonita possui. As suas propriedades físicas e químicas que lhe garantem uma baixa permeabilidade quando hidratada, se dão devido a um mineral chamado montmorilonita na sua composição.

Os solos como camada de impermeabilização, conforme devem possuir

um coeficiente de permeabilidade bastante reduzido, estando abaixo de  $1,5 \times 10^{-6}$  cm/s. Esta característica do solo deve ser avaliada previamente ao seu uso no aterro. Após definido o coeficiente de permeabilidade do solo, a compactação do mesmo, deverá ocorrer.

Para o uso de um solo como camada impermeabilizante, deve-se analisar o seu grau de compactação. A curva de compactação de um solo é expressa por um gráfico onde são lançados os pontos de variação do teor de umidade versus peso específico respectivamente. Há um ponto onde o peso específico seco é máximo. Neste ponto, a umidade correspondente ao peso específico seco máximo é denominada umidade ótima, e para cada solo, sob uma determinada energia de compactação, existe um peso específico seco máximo e uma umidade ótima (CAPUTO, 1985). Quando o material estiver abaixo da umidade ótima, faz-se a aplicação de água limpa com caminhão ou tanque pipa.

O controle executivo da compactação deve ser realizado no local, com periodicidade estabelecida e técnicas adequadas a fim de se obter o grau compactação do solo adequado para que o mesmo funcione como barreira impermeabilizante.

### 3. METODOLOGIA

O presente trabalho trata-se de um estudo a partir de fontes secundárias, de cunho qualitativo exploratório, tendendo a analisar as informações levantadas de forma indutiva. Segundo Gil (2008) a pesquisa exploratória tem como objetivo explicar e propiciar um maior conhecimento sobre determinado problema. Neste tipo de pesquisa o autor procura um maior conhecimento sobre o tema de estudo. Segundo Vergara (2000) este tipo de pesquisa é realizada em áreas onde há pouco conhecimento científico reunido e/ou sistematizado, A pesquisa ainda foi

classificada como de cunho qualitativo, pois não se utilizou de ferramentas estatísticas na análise de seu problema.

### 4. RESULTADOS

A legislação ambiental e as normativas que foram estabelecidas pelos Estados Unidos, União Europeia e pelo Brasil têm permitido avanços em relação à preservação ambiental dos lugares aonde ocorre a disposição final de resíduos sólidos. No geral, os três locais estudados possuem requisitos para sistemas de proteção ambiental semelhantes.

O Brasil, por sua vez, possui uma peculiaridade que são os aterros sanitários de pequeno porte, para disposição final de até 20 toneladas diárias de rejeitos, os quais demandam sistemas de proteção mais simplificados devido a possibilidade de operação manual e em valas. Segundo dados da CETESB (2011), 70,1% dos municípios brasileiros geram uma quantidade inferior a 10 t/dia de resíduos.

Os critérios para dimensionamento permitem a compatibilização do projeto, operação e critérios ambientais às potencialidades da região. Conforme exposto anteriormente, são considerados dados como a permeabilidade do solo e profundidade do lençol freático, porcentagem de fração orgânica no resíduos e balanço hídrico. Essas informações condicionam a necessidade de barreira impermeabilizante na base do aterro.

Nos Estados Unidos, o sistema de impermeabilização pode ser dimensionado de forma semelhante. Conforme a legislação vigente, o mesmo pode ser baseado no seu desempenho. Ou seja, o projetista deve justificar, com base nas características locais, a eficiência do sistema. No Quadro 02 é apresentada uma síntese das exigências para os sistemas de impermeabilização de fundo e de cobertura final nos aterros de resíduos sólidos nos locais estudados.

SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTECNIA DO RIO GRANDE DO SUL  
GEORS 2017

Quadro 2 - Comparativo entre os sistemas de impermeabilização de fundo e de cobertura no Brasil, Estados Unidos e União Europeia

Local	Classificação do aterro e Legislação/Norma de referência	Sistemas de impermeabilização	
		Impermeabilização de fundo	Impermeabilização de cobertura
Brasil	Aterro Sanitário de Resíduos Sólidos Urbanos de Pequeno Porte - NBR 15.849/2010	Dispensa impermeabilização, conforme critérios da norma, ou no mínimo 60 cm de solo local compactado.	Camada mínima de 1m de solo compactado + solo orgânico + cobertura vegetal. Dec. mínima 7%.
	Aterro Sanitário de Resíduos Sólidos Urbanos - NBR 8.419/1992	Quando solicitado pelo OCA.	Quando solicitado pelo OCA.
	Aterro de Resíduos Sólidos não-perigosos - Classe IIA - NBR 13896/1997	Observar espessura da zona saturada e $k \leq 10^{-5}$ cm/s. Se inferior à 1,5 m: instalar sistema de impermeabilização ou justificativa.	A norma exige que o coeficiente de permeabilidade seja inferior ao do solo natural da área do aterro.
	Aterro de Resíduos perigosos Classe I - NBR 10157/1987	Observar espessura da zona saturada e $k \leq 5 \times 10^{-5}$ cm/s. Espessura de 1,5 m de solo insaturado. Sistema duplo com dreno testemunho.	A norma exige que o coeficiente de permeabilidade seja inferior ao do solo natural da área do aterro.
	Aterro de Resíduos inertes Classe IIB - NBR 15113/2001	Não é mencionado pela norma.	Não é mencionado pela norma.
União Europeia	Diretiva 1999/31/CE Aterros de resíduos não-perigosos	Camada $\geq 1$ m de solo argiloso compactado, com $k \leq 10^{-9}$ cm/s e geomembrana de 1mm.	O aterro deve possuir uma camada de encerrado a qual não é especificada.
		Camada $\geq 5$ m de solo argiloso compactado, com $k \leq 10^{-9}$ cm/s e geomembrana de 1mm.	O aterro deve possuir uma camada de encerrado a qual não é especificada.
		Camada $\geq 1$ m de solo argiloso compactado, com $k \leq 10^{-7}$ cm/s e geomembrana de 1mm.	O aterro deve possuir uma camada de encerrado a qual não é especificada.
Estados Unidos da América	Título 40 do CFR, Parte 258 Aterros de resíduos não-perigosos	Camada $\geq 0,6$ m de solo argiloso compactado, com $k \leq 10^{-7}$ cm/s e geomembrana de 1,5 mm.	Camada de 0,5 m de solo, com permeabilidade menor ou igual à camada de fundo ou não superior a $10^{-5}$ cm/s e 0,15 m de solo orgânico.
		Camada $\geq 0,9$ m de solo argiloso compactado, com $k \leq 10^{-9}$ cm/s e geomembrana de 1,5 mm.	Camada de 0,5 m de solo, com permeabilidade menor ou igual a $10^{-5}$ cm/s e 0,15 m de solo orgânico.
		Não é mencionado pela legislação.	Não é mencionado pela legislação.

Analisando-se a legislação de referência nos três locais estudados, verifica-se que o coeficiente de condutividade hidráulica máximo permitido é de  $10^{-5}$  cm/s para as camadas de fundo e laterais do aterro. No entanto, Gomes et al. (2003) destacam que é difícil garantir que uma camada natural esteja livre de zonas de alta condutividade hidráulica, tais como lentes de areia, fraturas ou juntas. Por esse motivo, revestimentos minerais (camada de solo compactado) ou sintéticos (geomembrana) ou ainda composições destes são exigidas.

Nos Estados Unidos e na Europa a exigência mínima da legislação aplicada é que

as camadas de fundo e laterais das valas de aterro sejam compostas por um revestimento sintético (geomembrana) seguido de uma camada solo. No Brasil, o requisito mínimo consiste em uma camada simples, seja um revestimento mineral ou sintético.

Além dos sistemas de impermeabilização de fundo e de cobertura buscou-se comparar também os demais sistemas de proteção ambiental existente em um aterro. Os mesmos são apresentados no Quadro 03.

Observam-se vários pontos em comuns entre os mesmos, tais como a exigência de monitoramento das águas superficiais e subterrâneas, drenagem pluvial e drenagem do



SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTECNIA DO RIO GRANDE DO SUL  
GEORS 2017

lixiviado no aterro. No quadro comparativo abaixo é possível visualizar estes critérios.

**Quadro 3 - Quadro comparativo entre os sistemas de proteção ambiental nos locais estudados**

Local	Classificação do aterro e Legislação/Norma de referência	Sistemas de proteção ambiental				
		Drenagem testemunho	Monit. das águas superficiais e subterrâneas	Drenagem e tratamento de gases	Drenagem pluvial	Drenagem e trat. de lixiviado
Brasil	Aterro Sanitário de Resíduos Sólidos Urbanos de Pequeno Porte NBR 15.849/2010	-	X	X	X	X
	Aterro Sanitário de Resíduos Sólidos Urbanos NBR 8.419/1992	-	X	X	X	X
	Aterro de Resíduos Sólidos não-perigosos Classe IIA NBR 13896/1997	X	X	X	X	X
	Aterro de Resíduos perigosos Classe I NBR 10157/1987	X	X	X	X	X
	Aterro de Resíduos inertes Classe IIB NBR 15113/2001	-	X	-	X	-
União Europeia	Diretiva 1999/31/CE Aterros de resíduos não-perigosos	-	X	X	X	X
		-	X	X	X	X
		-	X	X	X	X
Estados Unidos da América	Título 40 do CFR, Parte 258 Aterros de resíduos não-perigosos	X	X	X	X	X
		X	X	X	X	X
		-	-	-	-	-

## 5. DISCUSSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os aterros de resíduos sólidos apresentam-se como uma solução técnica ambientalmente adequada para a destinação final de resíduos. A construção deste trabalho teve como objetivo levantar os sistemas de proteção ambiental exigidos, especialmente os sistemas de impermeabilização em aterros no Brasil, nos Estados Unidos e na União Europeia.

Analisando-se os requisitos legais nos três locais estudados observou-se uma defasagem de tempo em relação Brasil. Os Estados Unidos e a União Europeia possuem há 29 e há 17 anos, respectivamente, legislações efetivas que regem a ocupação de áreas a serem utilizadas para disposição final de resíduos sólidos. O modelo existente nos Estados Unidos da América está baseado em uma agência reguladora regida por legislação federal, a *Environmental Protection Agency (EPA)*. É importante ressaltar que nos Estados

Unidos da América o dimensionamento do sistema pode ser realizado mediante comprovação de desempenho. Na União Europeia (UE) a legislação se dá por meio de “diretivas” que, apesar de obrigatórias, têm a sua implantação em cada país membro. O Brasil, no entanto, possui uma legislação federal e normativas, sendo que teve a sua política de resíduos sólidos promulgada apenas no ano de 2010.

Percebeu-se que garantir a proteção dos corpos hídricos, do solo e do ar, evitando a sua contaminação por resíduos sólidos não demanda uma única ação. São fundamentais todos os elementos de projeto do aterro: sistema de impermeabilização de base e de cobertura, sistema de drenagem superficial (pluvial), sistema de drenagem de lixiviados e sistema de drenagem de gases e principalmente a sua eficácia. Verificou-se que essas estruturas são exigidas nos três entes estudados, similarmente.

Em relação aos sistemas de impermeabilização de base, eixo central deste estudo, buscou-se apresentar um resumo da avaliação comparativa entre os sistemas de proteção ambiental utilizados no Brasil, nos Estados Unidos e na União Europeia, o qual possibilitou concluir que nenhum dos métodos apresenta apenas vantagens. Não há como afirmar definitivamente qual é a melhor tecnologia ou arranjo de tecnologias a ser utilizada como sistema de impermeabilização de fundo e de base e os demais sistemas de proteção ambiental.

É possível concluir que, com a intenção de garantir uma maior segurança ambiental, os projetos de aterros tendem a ser dimensionados com uma impermeabilização composta por um sistema duplo, com detecção de vazamentos. Verificou-se que esta técnica é, inclusive, bastante comum nos países da União Europeia e nos Estados Unidos. No Brasil, os estudos demonstram que um sistema composto por uma camada de solo argiloso

compactado e uma camada geomembrana de PEAD ou PVC, devido à resistência e versatilidade desses materiais em relação aos demais, apresenta-se como uma das formas mais eficientes de garantir a impermeabilização de base e taludes dos aterros, minimizando os riscos de infiltração do lixiviado e a contaminação de solos e recursos hídricos. A camada de geomembrana, de permeabilidade baixíssima, impede a passagem de lixiviado. Além disso, devido a sua resistência, não se deteriora e nem perde as suas propriedades.

De forma geral, verificou-se que a baixa permeabilidade é o principal parâmetro requerido nos três locais estudados. E que a escolha técnica do sistema de impermeabilização sempre deverá observar as características particulares como a pedologia da região, a capacidade de atenuação natural do solo, que possui uma relação direta com os mecanismos de contaminação do solo e a disponibilidade dos materiais específicos que comporão o mesmo.

## 6. REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10.157:** Aterros de resíduos perigosos - Critérios para projeto, construção e operação - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 1987.

\_\_\_\_\_. **NBR 8.419:** Procedimento para apresentação de projetos de aterros sanitários de resíduos sólidos urbanos. Rio de Janeiro: ABNT, 1992.

\_\_\_\_\_. **NBR 13.896:** Critérios para projeto, implantação e operação de aterros de resíduos não perigosos. Rio de Janeiro: ABNT, 1997.

\_\_\_\_\_. **NBR 15.849:** Resíduos sólidos urbanos – Aterros sanitários de pequeno porte

SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTECNIA DO RIO GRANDE DO SUL  
GEORS 2017

- Diretrizes para localização, projeto, implantação, operação e encerramento. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

BOSCOV, Maria Eugênia Gimenez. **Geotecnia ambiental**. São Paulo: Oficina de textos, 2008.

BUENO, B. S.; BENVENUTO, C. E VILAR, O. M. Aplicações em barreira impermeabilizantes. In: MANUAL Brasileiro de Geossintéticos. São Paulo: PINI, 2004. p. 335-379

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 5. ed. Rio de Janeiro, 1985.

CARVALHO, Miriam de Fátima. **Comportamento mecânico de resíduos sólidos urbanos**. Tese (Doutorado)- Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos-SP. 1999.

CATAPRETA, Cícero Antônio Antunes; SIMÕES, Gustavo Ferreira; BATISTA, Heuder Pascele; OLIVEIRA, Alessandra de Fátima Goulart de; OLIVEIRA, Luiz Carlos Martins. (2005). Aterro experimental para disposição de resíduos sólidos urbanos: caso de Belo Horizonte, MG. In: **Saneamento ambiental Brasileiro: Utopia ou realidade?**. ABES, 2005. p. 1-9.

COSTA, Carina ML et al. Avaliação de recomendações normativas sobre o uso de ensaios no controle de qualidade de fabricação de geossintéticos. **Polímeros**, v. 18, n. 2, p. 158-169, 2008.

DA COSTA, A. H., DE ALMEIDA LOPES, G., DE SOUSA, L. B., DA SILVA PIMENTEL, L. A., & de Almeida Arêdes, P. H. **Versatilidade dos geossintéticos aplicada à engenharia**. In: Simpósio de excelência e gestão em tecnologia, XII, 2015, Resende-RJ.

DE VASCONCELOS PORTO, Afonso Alves Moreira. **Estudo Laboratorial do Comportamento de uma Restinga Móvel Confinada por Cilindros de Geossintéticos**. 2013. 111 f. Dissertação (Mestrado) - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013.

GEROTO, Regis Eduardo. **DESEMPENHO DE CAMADAS DE PROTEÇÃO PARA GEOMEMBRANA**. 2008. 188 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Geotecnia Ambiental, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

DOS SANTOS, Guilherme Garcia Dias. **Análise e perspectivas de alternativas de destinação dos resíduos sólidos urbanos: o caso da incineração e da disposição em aterros**. 2011. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro.

GIL, Antonio Carlos. **Como elaborar projetos de pesquisa**. 5. ed. São Paulo: Atlas, 2008.

GOMES, Luciana Paulo; MARTINS, Flávia Burmeister. **Projeto, implantação e operação de aterros sustentáveis de resíduos sólidos urbanos para municípios de pequeno porte**. Rio de Janeiro: ABES, RIMA, 2003.

LEYES, E. U. A. et al. Part 258-Criteria for municipal solid waste landfills (eff. 10-9-93). In: **Code of federal regulations, parts 190 to 259, revised as of July 1, 1993**. US Government Printing Office, 1993. p. 350-86.

LODI, Paulo César; ZORNBERG, Jorge Gabriel; BUENO, Benedito de Souza. Uma breve visão sobre geossintéticos aplicados a aterros sanitários. *Rev. Tecnol. Fortaleza*, Fortaleza, v. 30, n. 2, p.188-197, 01 dez. 2009. Disponível em:

SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTECNIA DO RIO GRANDE DO SUL  
GEORS 2017

<<http://docplayer.com.br/8155042-Uma-breve-visao-sobre-geossinteticos-aplicados-a-aterros-sanitarios.html>>. Acesso em: 09 maio 2016.

PITANGA, Heraldo Nunes. Caracterização dos comportamentos hidráulico e mecânico de geocompostos bentoníticos e de outros sistemas geossintéticos destinados às camadas de cobertura de aterros sanitários. 2007. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.

REICHERT, Geraldo Antônio. Manual: Projeto, operação e monitoramento de aterros sanitários. 2007.

VERGARA, Sylvia Constant. Projetos e relatórios de pesquisa em administração, 3. ed. São Paulo: Editora Atlas, 2000, p. 46 - 48.

VILAR, O. M. Geossintéticos em aplicações ambientais. In: Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, 4, 2003, Porto Alegre - RS. Anais. 4º Simpósio Brasileiro de Geossintéticos. pp. 203-3218.

## ANÁLISE DA RESISTÊNCIA MECÂNICA DE UMA MISTURA DE AREIA, METACAULIM E CAL

**Ricardo José Wink de Menezes**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Ricardo.jwmenezes@gmail.com

**Lucas Festugato**

Professor/Pesquisador do curso de Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
lucas@ufrgs.br

**Resumo.** *Este trabalho trata da determinação de parâmetros de resistência de um solo artificialmente cimentado, como alternativa a soluções geotécnicas tradicionais. A estabilização foi realizada para uma mistura de solo, metacaulim e cal. O solo, uma areia fina, é tratado com adição de cal e metacaulim. Com isso, os parâmetros de resistência do solo sofrem significativo incremento, verificado através de ensaios de compressão simples e compressão diametral. Estes resultados indicam uma relação entre o comportamento mecânico do solo e características como porosidade e teor de cal. Desta forma, foi observada uma relação entre a resistência encontrada nos dois tipos de ensaios, o que possibilitou a aplicação de uma metodologia que permite a determinação da envoltória de ruptura através de ensaios não confinados. Este método se justifica em função da versatilidade de se realizar ensaios não confinados frente a ensaios com tensões confinantes, mais lentos e dispendiosos. De posse dos resultados, foi observado que a envoltória para este tipo de solo apresentou uma tendência condizente com estudos já realizados sobre efeitos da cimentação na mesma matriz de solo.*

**Palavras-chave:** *Estabilização de solos. Comportamento mecânico. Compressão não confinada.*

### 1. INTRODUÇÃO

O estudo de solos artificialmente cimentados com cimento ou cal tem se difundido muito, mas sua utilização ainda não se consolidou de forma sistemática em projetos geotécnicos através de especificações normativas. Assim, de forma a se caracterizar esse tipo de solo, vários estudos são feitos para que se compreenda da melhor forma possível o comportamento típico destes solos.

De acordo com Ingles e Metcalf (1972), os solos com alto teor de matéria orgânica ou com pouca ou nenhuma quantidade de argila são pouco sensíveis à estabilização com cal, enquanto a cimentação em solos argilosos apresentou excelentes resultados. Por isso, busca-se aqui a cimentação com cal em um solo arenoso com a presença de metacaulim, que possibilitaria a ocorrência de reações pozolânicas na estruturação cimentícia do solo.

Desta forma, através de ensaios de compressão simples e de compressão diametral, busca-se a determinação de coesão

e ângulo de atrito, que teoricamente requereriam ensaios mais complexos, como ensaios triaxiais, de cisalhamento simples, entre outros. Foppa (2005) salienta que os ensaios não confinados são fundamentais para a determinação da efetividade de solos cimentados artificialmente, pois podem ser usados na determinação de fatores de influência na resistência mecânica destes, além de serem confiáveis, rápidos, e bastante difundidos em estudos sobre concreto. A metodologia adotada neste trabalho visa a determinação de forma mais rápida e prática, com equipamentos de operação simples e de baixo custo que poderiam ser utilizados em larga escala, tornando a utilização de solos cimentados mais confiável e atrativa em projetos geotécnicos.

## 2. ESTIMATIVA DA ENVOLTÓRIA DE RUPTURA

O modelo de Mohr-Coulomb, bastante difundido no estudo de mecânica dos sólidos, relaciona tensões normais com tensões cisalhantes através de circunferências denominadas círculos de Mohr. Além disso, segundo Pinto (2006), os critérios de ruptura que melhor representam o comportamento dos solos são os critérios de Coulomb e de Mohr. Por isso, são bastante usados na interpretação de ensaios de compressão confinada.

O método adotado neste estudo foi desenvolvido por pesquisadores brasileiros, sendo apresentado em 2014, por Nilo Cesar Consoli, Bernardo Scapini Consoli e Lucas Festugato. Trata-se de uma metodologia bastante recente, mas já validada para diversos tipos de solos, cimentados natural e artificialmente, através de comparação com resultados de ensaios de compressão triaxial. A partir dos resultados de ensaios não confinados de tração e compressão simples, podem ser determinadas parâmetros de projeto

como ângulo de atrito ( $\phi'$ ) e intercepto coesivo ( $c'$ ). Na Fig. 1 são ilustrados os círculos de Mohr e a envoltória de ruptura para um dado material, a partir das relações de tensões de ruptura por tração ( $\sigma_t$ ) e por compressão ( $\sigma_c$ ) com as tensões principais mínima ( $\sigma_3$ ) e máxima ( $\sigma_1$ ), de Jaeger et al. (2007).

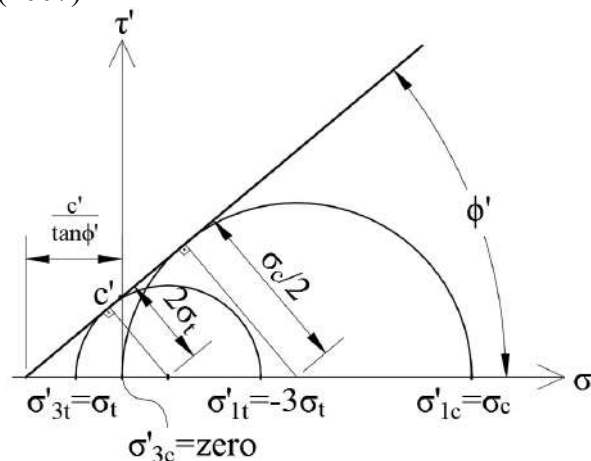


Figura 1. Envoltória de Mohr-Coulomb a partir de ensaios não confinados

Com isso, Consoli et al. (2013) determinaram, através de diversos ensaios, que a relação entre as resistências à tração e à compressão nos solos testados resultam em uma constante indicada pela letra grega  $\xi$ . A partir dessa constante são obtidas a Eq. (1) e a Eq. (2), apresentadas a seguir:

$$\phi' = \arccos\left(\frac{1-4\xi}{1-2\xi}\right) \quad (1)$$

$$c' = \frac{\sigma_c \left[1 - \left(\frac{1-4\xi}{1-2\xi}\right)\right]}{2 \cos \left[ \arccos\left(\frac{1-4\xi}{1-2\xi}\right) \right]} \quad (2)$$

Isso mostra que o ângulo de atrito efetivo também é constante, não apresentando relação



de dependência com tensões resistentes de compressão simples ( $\sigma_c$ ) e compressão diametral ( $\sigma_t$ ), porosidade ou teor de agente cimentante, enquanto o intercepto coesivo efetivo depende da resistência à compressão simples (ou à tração) e, conseqüentemente, da porosidade e do teor de agente cimentante utilizado.

### 3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental deste estudo foi desenvolvido com o intuito de se avaliar a influência de fatores como a quantidade de cal e o volume de vazios na resistência mecânica da mistura de solo com metacaulim e cal. Foram realizados ensaios não confinados de compressão simples e de compressão diametral, este também denominado de ensaio brasileiro. Por fim, a metodologia apresentada foi empregada para determinação dos parâmetros de resistência das misturas.

#### 3.1 Componentes da mistura

O solo utilizado consiste em uma areia proveniente da região de Osório/RS, caracterizado como um solo limpo, uniforme, sem presença de matéria orgânica e de granulometria fina para uma areia. Seu peso específico real dos grãos é de aproximadamente 26,5 kN/m<sup>3</sup>.

O metacaulim utilizado é um metacaulim comercial, produto da calcinação de argilas, apresentando peso específico real dos grãos em torno de 26,4 kN/m<sup>3</sup>.

A cal adotada, originária de rochas dolomíticas, e comercialmente denominada “Primor Extra”, provém da região de Caçapava do Sul/RS e apresenta peso específico real dos grãos de cerca de 24,4 kN/m<sup>3</sup>.

A água utilizada na moldagem de corpos de prova é proveniente da rede pública, tendo sido submetida a um equipamento de destilação.

#### 3.2 Dosagem

A dosagem de material foi realizada a partir de ensaios de caracterização. Na determinação dos percentuais de cal a serem adotados, foi utilizado o método ICL (*Initial Consumption of Lime*), proposto por Rogers et al. (1997), que consiste na medição de pHs da mistura após reagir com diferentes quantidades de cal, buscando a determinação de um teor mínimo de cal para que ocorram reações (ponto em que o pH passa a ser constante a despeito do aumento na concentração de cal). Assim, foi determinada a dosagem com um percentual mínimo em massa de cal (em relação ao somatório das massas de metacaulim e cal) de 4%.

Além disso, com o objetivo de se analisar diferentes porosidades para a mesma mistura, foram utilizados três índices de vazios distintos: 64%, 70% e 78%.

Com o objetivo de se reduzir o número de variáveis analisadas, foram mantidos fixos o percentual em massa de metacaulim, em 25% (massa em relação ao total de areia), o teor de umidade, 10% (em relação à massa de mistura seca), e o tempo de cura dos corpos de prova, a 28 dias.

Com isso, o plano de dosagens de projeto consistiu em corpos de prova com as características indicadas no Quadro 1:

Quadro 1. Resumo da metodologia de dosagem para os ensaios não confinados

Massa de cal (%)	Índice de vazios - e (%)	Massa específica aparente úmida (g/cm <sup>3</sup> )	Massa específica aparente seca (g/cm <sup>3</sup> )
4	64	1,75	1,59

	70	1,69	1,53
	78	1,61	1,46
5	64	1,75	1,59
	70	1,68	1,53
7	78	1,61	1,46
	64	1,74	1,58
9	70	1,68	1,53
	78	1,61	1,46

### 3.3 Moldagem e ensaios destrutivos

Na moldagem dos corpos de prova, foram utilizados moldes tripartidos, com 100 mm de altura e 50 mm de diâmetro. A compactação do solo foi feita em três camadas de mesma espessura, sendo as camadas inferior e intermediária escarificadas após compactação, a fim de se obter maior monoliticidade nas amostras. Para cada diferente dosagem foram previstos seis ensaios (três de compressão simples e três de compressão diametral), totalizando setenta e dois ensaios. Com no mínimo 24 horas antecedendo a realização dos ensaios (27 dias), os corpos de prova eram postos em imersão, com o intuito de se preencher seus vazios com água. Ao final dos ensaios, era necessário que limites de controle fossem satisfeitos para que se validasse os respectivos corpos de prova.

## 4. RESULTADOS

Inicialmente, buscou-se avaliar o efeito da cal sobre a mistura. Segundo Castro (1995), quando se adiciona cal a um solo fino em presença de água, ocorrem simultaneamente algumas reações químicas. A estabilização química com cal é caracterizada por duas diferentes etapas, sendo uma etapa inicial mais rápida, durando desde horas até alguns dias, e

outra, mais lenta, que pode levar de meses a anos.

A Fig. 1 e a Fig. 2 apresentam os resultados dos ensaios de compressão simples e compressão diametral, respectivamente, com valores de resistência para diferentes percentuais mássicos de cal ( $c_a$ ):

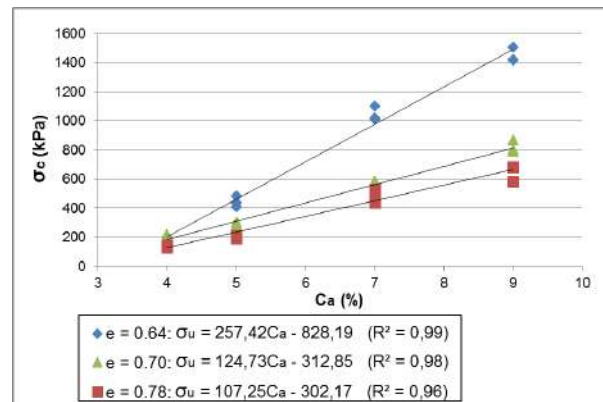


Figura 2. Variação da resistência à compressão para diferentes teores de cal.

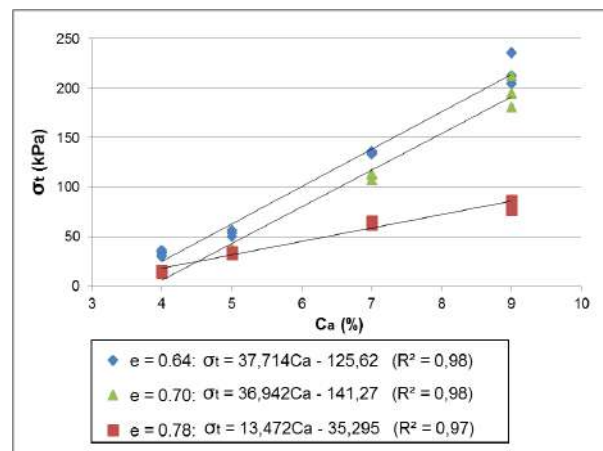


Figura 3. Variação da resistência à tração para diferentes teores de cal.

Dos gráficos apresentados, pode-se concluir que, tanto para compressão quanto para tração, há uma tendência linear de aumento da resistência do solo quando aumentado o teor de cal. Também pode-se observar que, na compressão, de 4% para 9% de cal, houve um aumento mais significativo para o índice de vazios de 64% (cerca de oito vezes), enquanto na resistência à tração, o

aumento mais significativo foi observado para um índice de vazios de 70% (cerca de treze vezes). Para ambos os ensaios, o aumento absoluto corresponde ao índice de vazios de 64%, seguido pelo índice de vazios de 70%.

Em seguida foi analisada a influência da porosidade ( $\eta$ ) na resistência do material. Os resultados são mostrados nas Fig. 4 e Fig. 5:

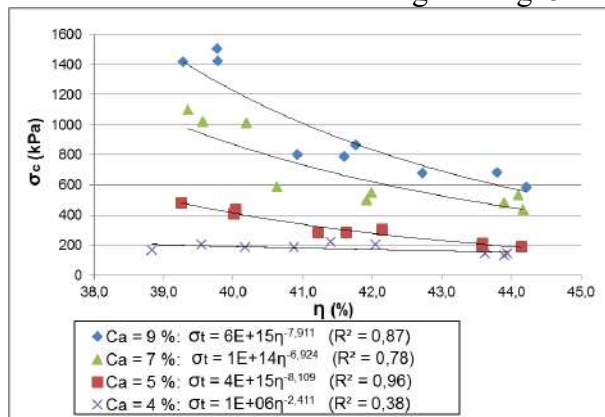


Figura 4. Variação da resistência à compressão com a porosidade.

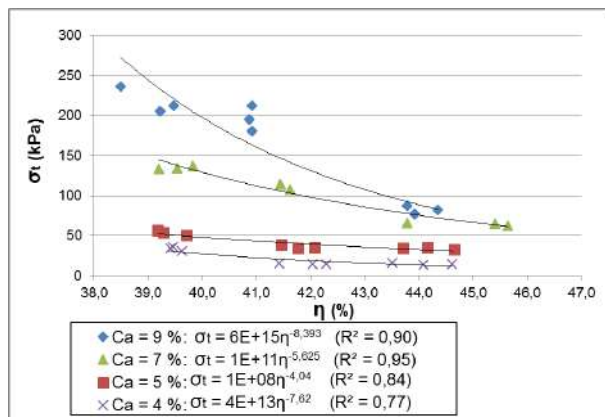


Figura 5. Variação da resistência à tração com a porosidade.

Para a maior parte dos ensaios, a resistência aumentou potencialmente com a diminuição na porosidade do material, em virtude do aumento de contato entre as partículas existentes, o que torna a cimentação mais efetiva. No entanto, verifica-se também que, para baixos teores de cal, a resistência é pouco sensível a variações na porosidade do material.

De posse dos resultados, foram plotadas curvas que relacionassem simultaneamente o teor de cal e a porosidade do material com a resistência, conforme apresentado na Fig. 6 e Fig. 7:

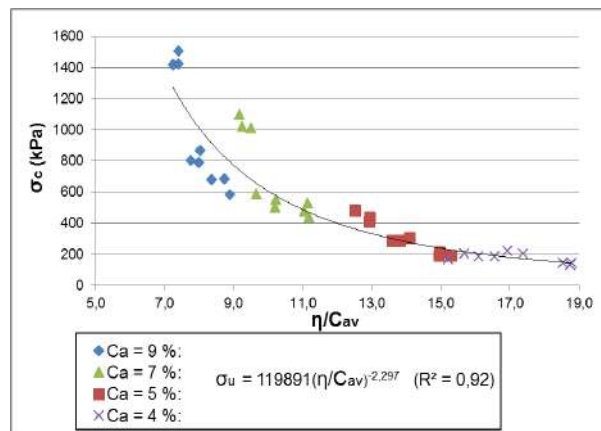


Figura 6. Variação da resistência à compressão com a porosidade/teor volumétrico de cal.

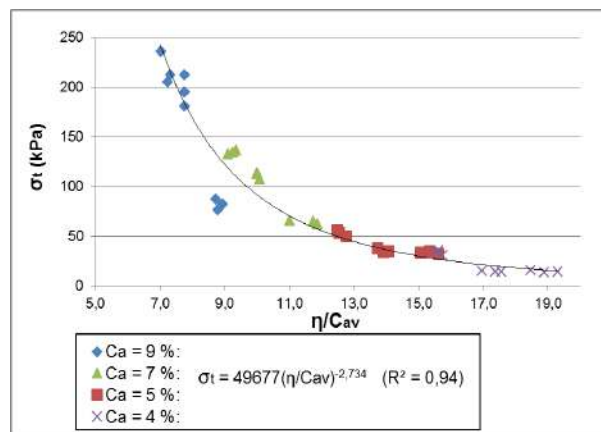


Figura 7. Variação da resistência à tração com a porosidade/teor volumétrico de cal.

Para se relacionar os ensaios de compressão simples e compressão diametral, buscou-se equações cujo expoente fosse o mesmo para os dois tipos de ensaios, e que fornecessem um ajuste satisfatório. Assim, chegou-se às curvas mostradas nas Fig. 8 e Fig. 9, com expoente de -2,5.

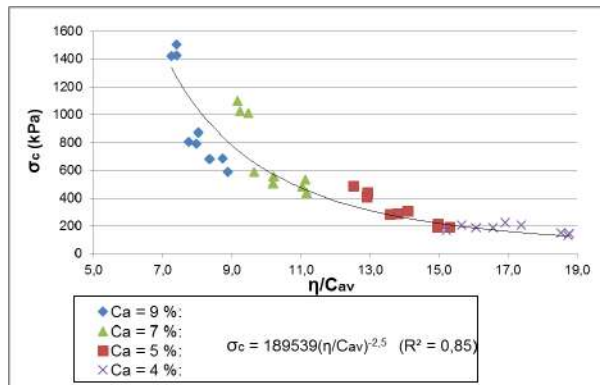


Figura 8. Ajuste do expoente da curva de resistência à compressão com a relação porosidade/teor volumétrico de cal.

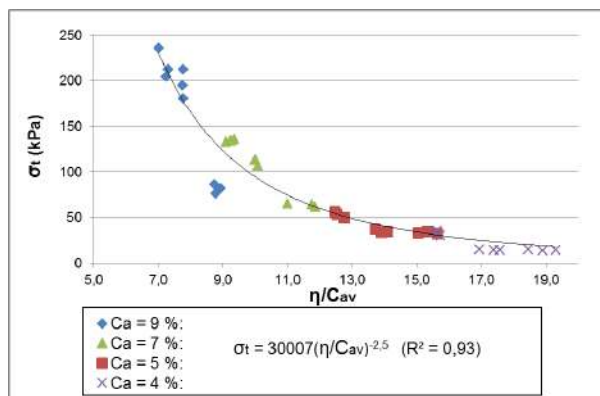


Figura 9. Ajuste do expoente da curva de resistência à tração com a relação porosidade/teor volumétrico de cal.

Destas curvas, é obtida uma relação entre a resistência à tração e compressão ( $\xi$ ) de aproximadamente 0,16. Através da metodologia proposta por Consoli et al. (2013), o ângulo de atrito interno efetivo ( $\phi'$ ) é de aproximadamente  $32^\circ$ , e o intercepto coesivo efetivo ( $c'$ ) é dependente da porosidade do solo e do teor de cal, podendo ser determinado a partir dos resultados em ensaios de compressão simples realizados. Os resultados das envoltórias de ruptura encontradas para as diferentes dosagens adotadas podem ser observados na Fig. 10:

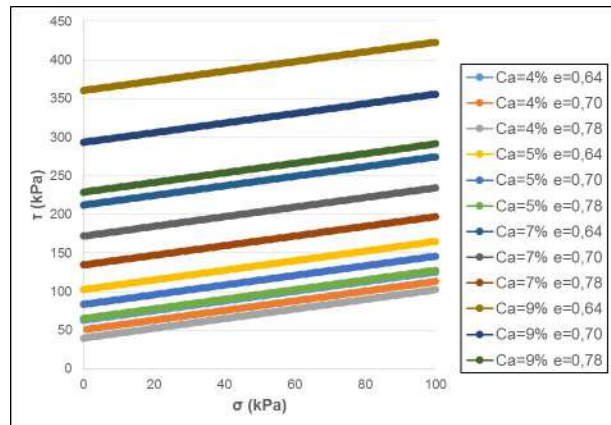


Figura 10. Envoltórias de ruptura para as dosagens de ensaio.

## 5. CONCLUSÕES

A partir dos dados e resultados apresentados neste estudo, algumas asserções podem ser feitas.

Em primeiro lugar, o solo apresentou uma resistência relativamente elevada para solos de areia, indicando que houve cimentação das partículas. Tal cimentação se deve à adição de material pozolânico à areia, com a finalidade de permitir a reação com a cal.

Em algumas amostras foram verificadas resistências bastante destoantes, evidenciando uma possível variação na cimentação nestas amostras, possivelmente quando certas reações são favorecidas em relação a outras, não mantendo uma linearidade. No entanto, de maneira geral, as reações tendem a uma distribuição ordenada, como ficou evidenciado por meio das correlações encontradas e dos parâmetros geotécnicos encontrados, que apresentaram valores em conformidade com a expectativa para o tipo de solo.

É possível que a reação pozolânica ocorrida na mistura em estudo ainda se dê de forma muito lenta (meses ou anos), o que ainda implicaria um aumento significativo na resistência encontrada.

A metodologia adotada é limitada a baixas tensões de confinamento (até 100 kPa),

pois a partir de tensões dessa magnitude a envoltória de ruptura tende a se curvar, perdendo o caráter linear assumido para o cisalhamento.

Proceedings of the Institute of Civil Engineers, Geotechnical Engineering, v. 125, p. 242-249, 1997.

## 6. REFERÊNCIAS

CASTRO, F. J. C. de O. Contribuição ao Conhecimento e à Determinação da Reatividade de Solos Sesquixídicos Utilizando o Hidróxido de Cálcio: Aplicação ao Processo de Geopolimerização (Estabilização). 1995. Tese (Doutorado em Engenharia) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

CONSOLI, N. C.; CONSOLI, B. S.; FESTUGATO, L. A practical methodology for the determination of failure envelopes of fiber-reinforced cemented sand. **Geotextiles and Geomembranes**, p. 1-5, 2013.

FOPPA, D. **Análise de Variáveis-Chave no Controle da Resistência Mecânica de Solos Artificialmente Cimentados**. 2005. 143 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 2005.

INGLES, O. G.; METCALF, J. B. **Soil Stabilization – Principles and Practice**. Sidney: Butterworths, 1972. 374p.

JAEGER, J.C., Cook, N.G.W., Zimmerman, R.W., 2007. **Fundamentals of rock mechanics**, 4th edition. Blackwell Publishing (475 pp.).

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3 ed. São Paulo: Oficina de Textos. 2006.

ROGERS, C. D. F., GLENDINNING, S., AND ROFF, T. E. J. **Lime modification of clay soils for construction expediency**.

## AVALIAÇÃO MICROSCÓPICA DO CONTATO ADERENTE ENTRE NATA DE CIMENTO E ARENITO BOTUCATU

**Cleber de Freitas Floriano**

Professor do curso de Eng. Civil da PUCRS / Eng.º Azambuja Eng. e Geotecnia Ltda.  
souza.floriano@gmail.com

**Marco Antonio Grigoletto Conte**

Mestrando em Eng. Civil/Geotecnia pela COPPE/UFRJ  
marco.conte@hotmail.com

**Luiz Antonio Bressani**

Professor e pesquisador do curso de Eng. Civil da UFRGS  
bressani@ufrgs.br

**Resumo.** *O arenito aqui estudado pertence à Formação Botucatu e está envolvido em alguns processos de instabilização de encostas na Serra do Espigão, no estado de Santa Catarina. Além de apresentar a caracterização do material em termos mineralógicos e físicos, este trabalho dedica-se a avaliar a zona de contato entre amostras seccionadas de arenito e nata de cimento Portland pozolânica (CP IV-32). Os processos de interação que ocorrem entre os dois materiais parecem interferir no comportamento mecânico do corpo de prova, passível de ser melhor investigado. Como principal ferramenta de análise foram utilizadas lâminas delgadas extraídas de corpos de prova oriundos de ensaios CCBT (Composite Cylinder Bond Test), realizados por Floriano et al. (2015). Diversos fatores estão associados à interação entre rocha e nata de cimento, como a porosidade intergranular e intragranular, as reações de hidratação e exsudação da nata de cimento e a preparação da superfície seccionada do arenito. Preliminarmente, nota-se que a fina camada de partículas pulverizadas da superfície de corte dos arenitos exerce considerável influência na adesão dos corpos de prova compostos.*

**Palavras-chave:** *Adesão nata-rocha. Ensaio CCBT. Lâminas petrográficas.*

### 1. INTRODUÇÃO

Um trecho da BR-116 inserido na Serra do Espigão, em Santa Catarina, tem sido palco frequente de movimentos de massa. Há registro de problemas geotécnicos no local desde meados da década de 1970 (FERNANDES et al., 1974). Normalmente estão associados à queda de blocos nos arenitos da Formação Botucatu e nos estratos inferiores alternados de arenitos e pelitos da Formação Rio do Rasto. Assim, diversas soluções têm sido aventadas com vistas à estabilização e proteção de algumas das encostas, especialmente aquelas que utilizam um sistema de ancoragem através da inserção de grampos ou tirantes no maciço rochoso.

Alguns estudos foram conduzidos no local por Floriano (2014) e Floriano et al. (2015), no intuito de investigar a resistência mecânica e a capacidade de carga de ancoragem dos arenitos Botucatu e Rio do Rasto. Para a avaliação da tensão de contato entre a rocha e o elemento selante do furo (nata de cimento), esses autores utilizaram o método de ensaio conhecido como CCBT



(*Composite Cylinder Bond Test*), desenvolvido por Macedo et al. (1991).

Floriano (2014) constatou que uma nuance nos procedimentos de preparo dos corpos de prova pode conduzir a resultados finais distintos. O autor observou que quando a superfície de corte da porção rochosa é submetida à lavagem (limpeza de partículas finas impregnadas), a resistência à compressão simples da amostra aumenta a ponto de a ruptura não se desenvolver através do deslizamento na superfície de corte do corpo de prova composto, mas sim, em virtude do esmagamento da rocha ou mesmo pelo fraturamento do conjunto nata-rocha. Portanto, na condição de superfície lavada, o contato nata-rocha deixaria de ser um plano de fraqueza.

Dentro deste contexto, o presente trabalho destina-se a investigar as causas que promovem esse comportamento diferenciado com base em análises microscópicas da interface entre rocha e nata de cimento. Para tal, foram extraídas lâminas delgadas junto ao contato nata-arenito de um conjunto de seis corpos de prova submetidos aos ensaios CCBT por Floriano (2014).

Até o momento, apenas o comportamento do arenito Botucatu vem sendo estudado neste aspecto. Não obstante, futuramente esta pesquisa também deverá estender-se ao arenito

da Formação Rio do Rasto e demais texturas de rochas, com destaque para as rochas sedimentares.

## 2. MATERIAIS E MÉTODOS

### 2.1 Caracterização geológica

O local de estudo situa-se no município de Monte Castelo, Santa Catarina. Os problemas geotécnicos estendem-se por um trecho de aproximadamente 700 metros, do km 108+000 ao km 108+700 da BR-116/SC.

De acordo com o mapa litológico, estão presentes duas formações geológicas originárias de antigos depósitos sedimentares (PERROTTA et al., 2004). Trata-se da Formação Botucatu e da Formação Rio do Rasto. Além destas, embora não observadas a partir dos taludes da plataforma rodoviária da BR-116, à montante destaca-se a Formação Serra Geral, e à jusante a Formação Teresina, bem como depósitos aluvionares recentes provenientes do Período Quaternário.

Uma imagem de satélite identifica o trecho estudado (Fig. 1), enquanto a Fig. 2 apresenta a coluna estratigráfica do local mostrando nitidamente a transição entre a Formação Rio do Rasto e a Formação Botucatu, além de suas divergências táteis e visuais.



Figura 1. Localização da área de estudo, destacando as formações geológicas presentes e a demarcação da rodovia no trecho (FLORIANO et al., 2015).

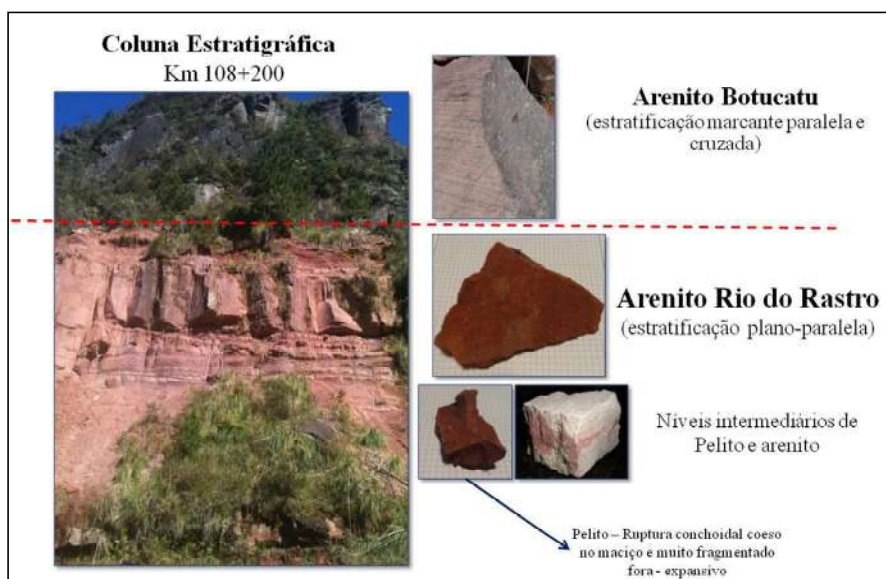


Figura 2. Coluna estratigráfica observada em um talude exposto junto ao km 108+200 da BR-116/SC (FLORIANO et al., 2015).

## 2.2 Procedimentos experimentais

No que tange à caracterização física, a determinação do teor de umidade natural foi realizada em consonância com a NBR 6457 (ABNT, 2016), com secagem em estufa à temperatura de 105°C a 110°C, durante um período de 24h. O peso específico das partículas sólidas foi determinado de acordo com a NBR 6458 (ABNT, 2016). Neste ensaio emprega-se um picnômetro e uma bomba de vácuo para retirada das partículas de ar. As amostras foram preparadas de acordo com a NBR 6457 (ABNT, 2016). Em relação à composição granulométrica, foi realizado ensaio com agente defloculante, segundo a NBR 7181 (ABNT, 2016).

A técnica de difratometria de raios-X foi empregada com vistas à análise mineralógica do arenito, permitindo a identificação dos minerais e argilo-minerais presentes no seu arcabouço. Foram avaliadas amostras nas seguintes condições: orientada natural, saturada em etileno-glicol e calcinada. Estas amostras foram produzidas a partir da fração dos solos passante na peneira #200.

A microscopia petrográfica, por sua vez, permite analisar a classificação litológica bem como caracterizar os minerais de uma rocha, além de avaliar a sua porosidade e a homogeneidade dos grãos. Além disso, neste trabalho ela é ferramenta fundamental para compreender a interação que ocorre na zona de interface entre a nata de cimento e a rocha.

Um corpo de prova destinado ao ensaio CCBT é formatado em um molde cilíndrico, onde metade da amostra é composta por nata de cimento e a outra metade por rocha intacta. À porção rochosa é atribuído um ângulo de corte de 30° ou 45° em relação à direção de compressão do corpo de prova composto. Ao ser submetido a um carregamento axial, espera-se que a ruptura venha a ocorrer na interface nata-rocha, pois esta superfície representa um plano de fraqueza. A partir de um conjunto de ensaios e relações matemáticas consegue-se então determinar a adesão do contato nata-rocha. Em suma, a adesão corresponde à resistência à compressão simples do corpo de prova composto, isto é, o valor da tensão necessária para romper o corpo de prova.

Seis corpos de prova, destinados a ensaios CCBT por Floriano (2014), foram produzidos de dois modos distintos: (i) em três corpos de prova o plano seccionado de arenito foi limpo através de lavagem em água corrente e com leve pressão, de modo a remover o material pulverizado do corte que fica impregnado na superfície; (ii) em três corpos de prova não foi realizado nenhum procedimento de lavagem na interface, ou seja, o material pulverizado do corte permaneceu impregnado na superfície seccionada. O cimento utilizado para a produção da nata foi do tipo Portland pozolânico (CP IV-32). Já o fator água/cimento adotado na mistura variou entre 0,4 e 0,5.

Após ensaiados, os corpos de prova sofreram um corte centralizado longitudinal para a extração de lâminas delgadas junto ao contato nata-rocha (Fig. 3).

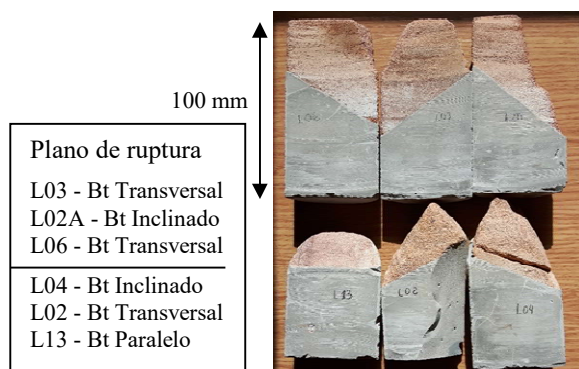


Figura 3. Corpos de prova utilizados no ensaio CCBT por Floriano et al. (2015) submetidos à extração de lâminas delgadas.

Para a produção destas lâminas, foi necessário realizar impregnação com resina em virtude da friabilidade da rocha. Desta forma, os vazios presentes nas lâminas são facilmente identificáveis (matiz azul). As Fig. 4 e 5 exibem as lâminas confeccionadas com as suas respectivas denominações.

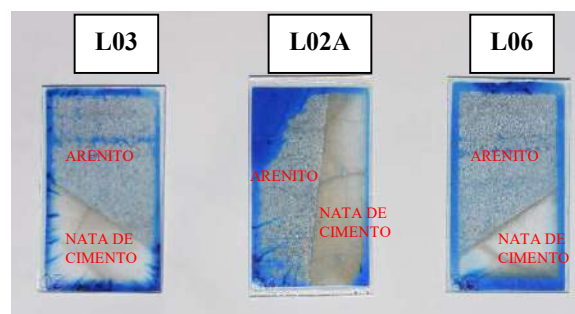


Figura 4. Lâminas produzidas a partir dos corpos de prova submetidos à lavagem.

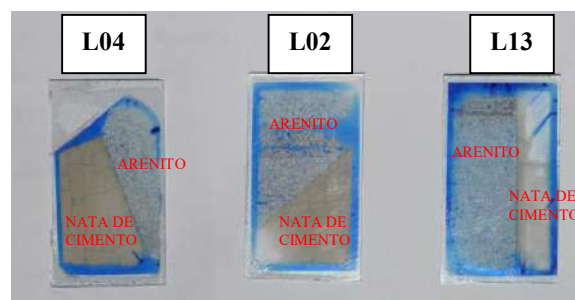


Figura 5. Lâminas produzidas a partir dos corpos de prova não submetidos à lavagem.

### 3. RESULTADOS

Inicialmente são discutidos os resultados da caracterização física e mineralógica do arenito. Posteriormente são analisadas as lâminas delgadas, com enfoque na relação amostras lavadas *versus* não-lavadas.

#### 3.1 Caracterização mineralógica e física do arenito

A partir das seis lâminas extraídas, caracterizou-se o arenito do ponto de vista mineralógico. O quartzo aparece como mineral essencial dominante devido a sua alta resistência mecânica e a sua estabilidade química, com concentração superior a 90% (Fig. 6). Já os feldspatos ortoclásios e microclínios manifestam-se com menor teor, cerca de 8% (Fig. 7). Finalizando a composição detrítica microvisível, também é possível observar cerca de 2% de minerais opacos e pesados (Fig. 8). Já a estrutura vista na Fig. 9 exhibe laminações plano-paralelas



com textura bimodal que varia entre areia fina e, em sua maior parte, areia média. Neste caso os grãos possuem um diâmetro aproximado de 0,2 mm. Essa distribuição de partículas diferenciada ocorre em virtude de energias de deposição distintas (GROTZINGER; JORDAN, 2013). Na porção mais fina também é possível observar um pouco de cimento carbonático.

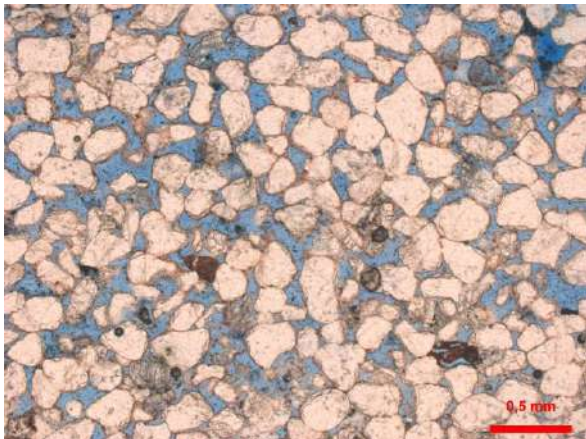


Figura 6. Lâmina 06, luz natural: concentração majoritária de quartzo no arcabouço da rocha.

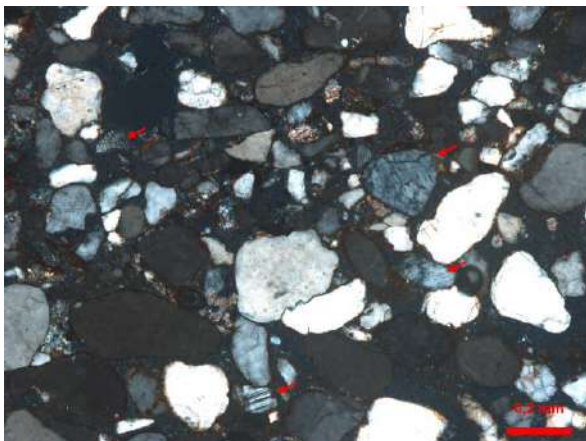


Figura 7. Lâmina 02A, luz polarizada: grãos de k-feldspato indicados pelas setas, com feições típicas de microclínio, dadas pelas maclas e estrias.

De maneira geral o arenito é bem selecionado e suas partículas possuem esfericidade média a alta. A Fig. 10 exibe a alta porosidade intergranular do arcabouço, com ocorrência de cimentação carbonática em algumas regiões.

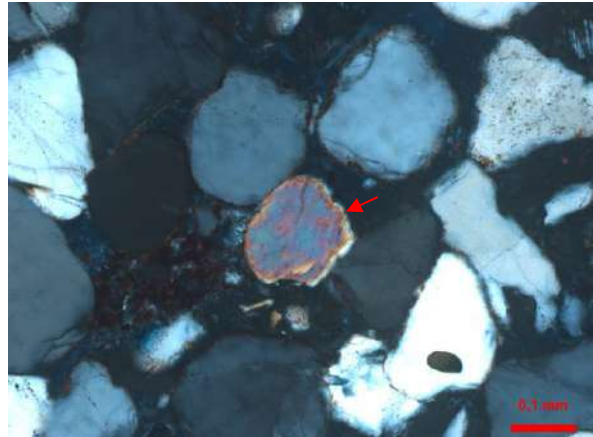


Figura 8. Lâmina 13, luz polarizada: presença de mineral pesado indicada pela seta, neste caso Turmalina.

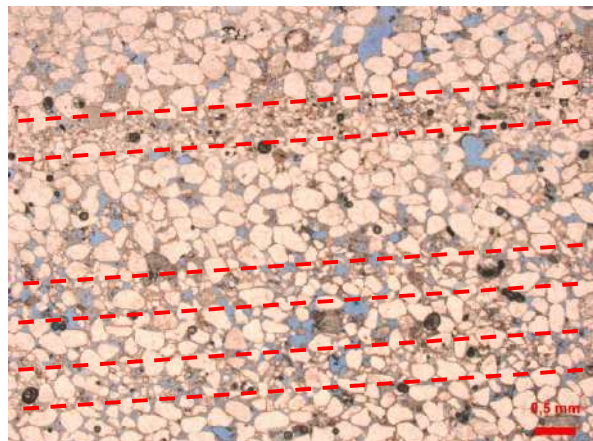


Figura 9. Lâmina 04, luz natural: variação granulométrica bimodal e empacotamento.

Além disso, nota-se que somente os grãos de feldspato possuem porosidade intragranular, estando hidrolizados e parcialmente dissolvidos. Portanto, deve ocorrer um aumento de porosidade e de permeabilidade graduais nesta rocha. A Fig. 11 realça a presença de cutículas de hematita bem desenvolvidas. A rocha sedimentar é proveniente de depósitos eólicos de ergs com cimentação fraca eodiagenética continental sob clima seco.

Conforme Gesicki (2007), o arcabouço é típico do sistema de dunas do Botucatu, cujas Fácies eólicas possuem percentual de feldspato inferior a 10%. Assim, em virtude da baixa concentração deste mineral, a textura

tátil do solo residual originário destas rochas tende a ser arenosa. Segundo a classificação de Folk (1968), esta rocha sedimentar é classificada como um arenito subarcósio a quartzarenito, a depender da concentração de feldspato microclínio.

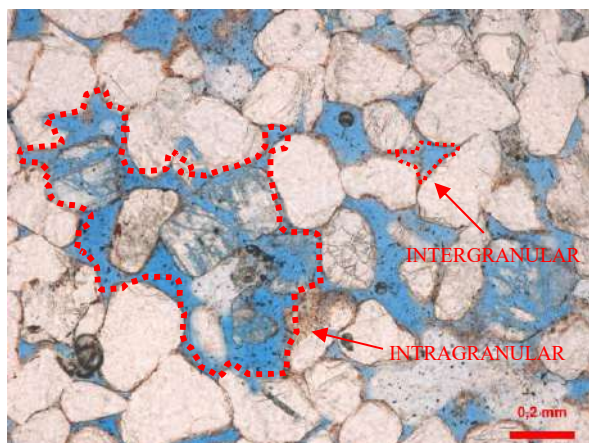


Figura 10. Lâmina 06, luz natural: porosidade intergranular e intragranular.

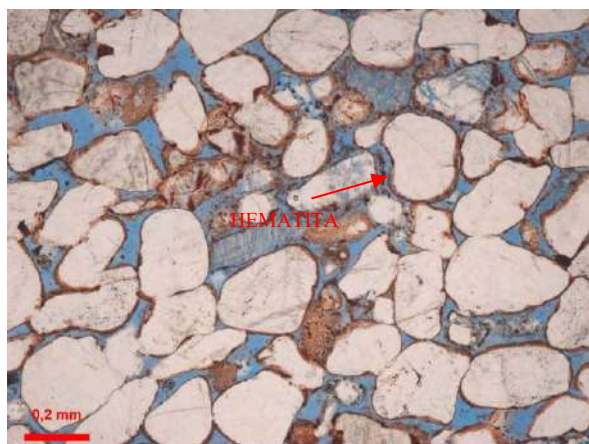


Figura 11. Lâmina 02, luz natural: cutículas de hematita em tom marrom-avermelhado.

A Tabela 1 apresenta as principais propriedades índice do arenito amostrado, enquanto a Fig. 12 mostra a sua composição granulométrica. Nota-se que cerca de 85% da composição granulométrica é constituída por partículas do tamanho areia, com destaque para as areias médias (53%), corroborando as observações efetuadas através do microscópio

ótico. Partículas do tamanho argila compreendem menos de 10% da sua composição.

Tabela 1. Propriedades índice do arenito

Peso específico real dos grãos	26,2 kN/m <sup>3</sup>
Peso específico natural	19,9 kN/m <sup>3</sup>
Peso específico aparente seco	19,7 kN/m <sup>3</sup>
Umidade natural	64%
Índice de vazios	0,33
Porosidade	25%

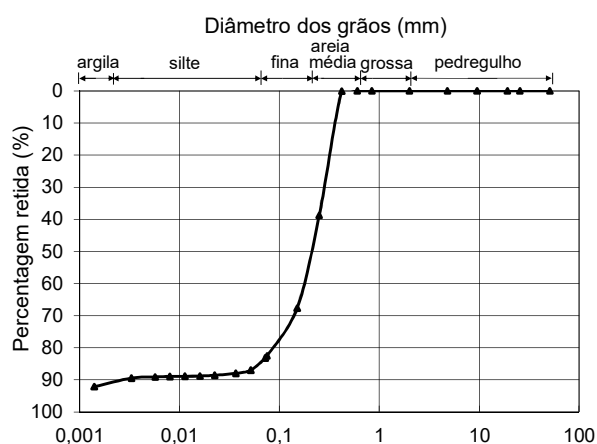


Figura 12. Composição granulométrica do arenito Botucatu.

No que tange às análises de difratometria de raios-X, nota-se a presença de illita, caulinita e quartzo (Fig. 13). A illita pulveriza-se quando submetida a 550°C, no entanto não sofre expansão ao etilenoglicol. A caulinita também é pulverizada na calcinação e o quartzo é identificado em qualquer umas das condições: natural, glicolada ou calcinada. Um arranjo deste tipo, com presença de argilominerais e de cutículas de óxidos (hematita), denota que o ambiente possui boa drenagem.

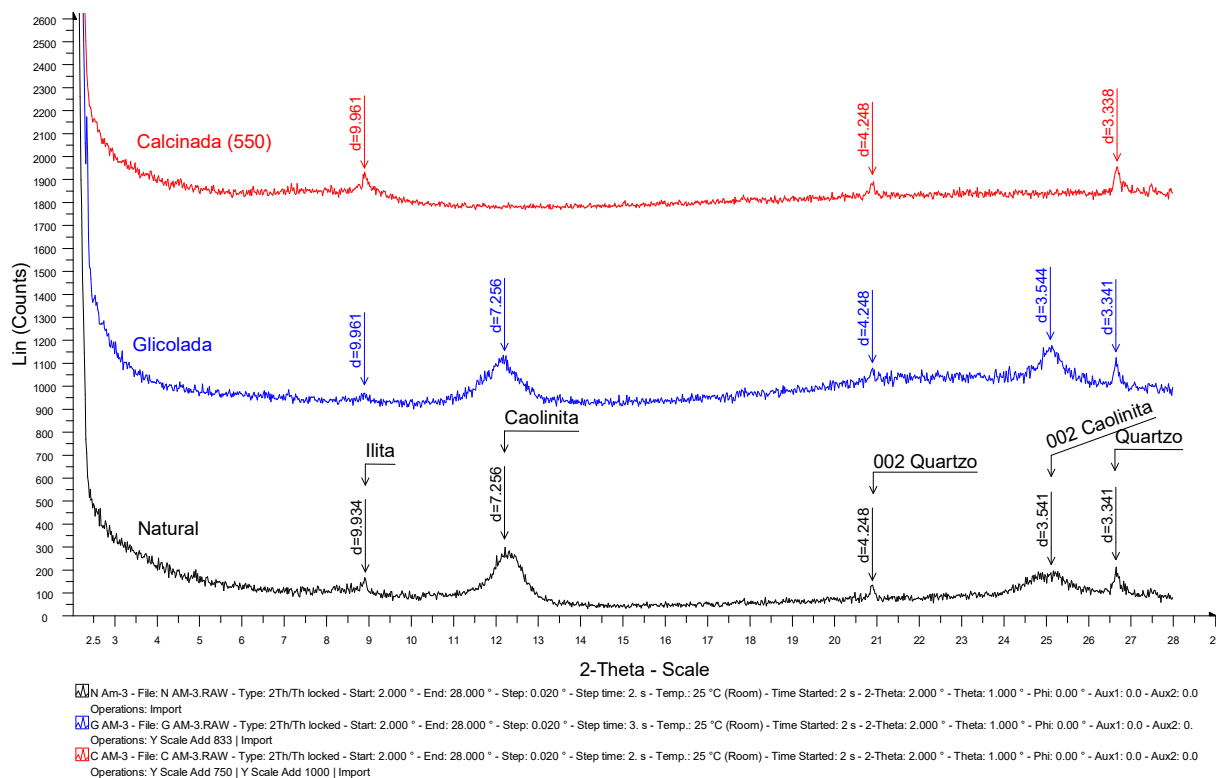


Figura 13. Análise de difratometria de raios-X do arenito Botucatu.

### 3.2 Lâminas extraídas dos corpos de prova submetidos à lavagem

Durante a confecção do corpo de prova, à medida em que a nata de cimento é lançada, a água proveniente da sua exsudação penetra no arenito, expulsando parcialmente o ar existente. Esta migração potencializa a formação de canaliculos na nata de cimento, especialmente junto ao contato com o molde metálico. Em alguns casos surgem bolhas no entorno de grãos suspensos. A migração dos fluidos também contribui para a definição da espessura da área exsudada na zona de contato entre arenito e nata durante as reações de hidratação do cimento. Este processo tem início imediato e sofre redução de intensidade quando atinge o tempo de início de pega, que para o CP-IV é de 1h, segundo a NBR 5736 (ABNT, 1991). A migração de fluidos continua ocorrendo até o tempo de final de pega, que é de 12h. Após este período, por

tratar-se de cimento pozolânico, as reações continuam por muitos dias.

Nota-se que a penetração do cimento na superfície rochosa é bastante limitada (Fig. 14). Nas três lâminas extraídas dos corpos de prova submetidos à lavagem, a migração não atingiu mais do que três grãos de espessura, ou cerca de 0,5mm. Aparentemente a nata de cimento, no momento do despejo na superfície de contato com o arenito, tem fluxo impedido por efeito de tensão superficial, pois a composição cimento e água apresenta viscosidade superior à da água livre. Assim, a nata de cimento é incapaz de ultrapassar a abertura intergranular do arenito. A irregularidade na zona de contato é outra feição típica destas lâminas.

Observa-se que parte da água de hidratação do cimento sofre exsudação na interface entre rocha e nata. Este fenômeno é observável em virtude da tonalidade mais escura desta região em relação à matriz da



nata, mais clara (Fig. 15). A espessura da zona de exsudação junto ao contato varia entre 0,2 mm e 1,5 mm nas três lâminas.

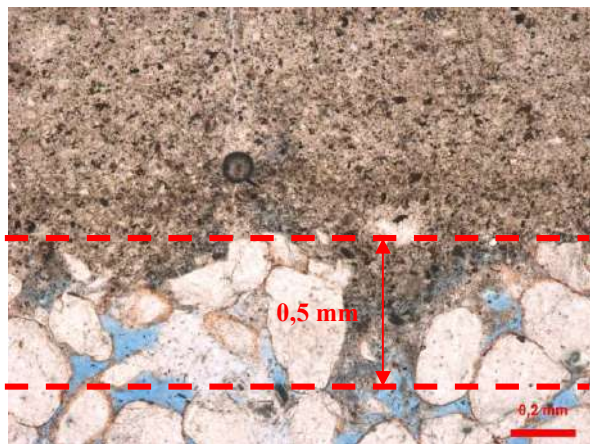


Figura 14. Lâmina 03, luz natural: migração limitada da nata de cimento sobre a superfície rochosa.



Figura 15. Lâmina 06, luz natural: diferença de tonalidade indica a zona de exsudação da nata.

Nota-se também a posição das fissuras de retração na nata de cimento. Sua ocorrência deflagrou-se mesmo com as amostras sendo curadas em câmara úmida, embora no momento do lançamento da nata de cimento sobre a superfície, o arenito não se encontre saturado, mas sim, na condição de umidade natural. No caso da superfície lavada, as fissuras de retração da nata surgem perpendicularmente ao plano de contato (Fig. 16). Não se pode afirmar se a origem delas está associada à consolidação da nata ou se

ocorrem em função das tensões absorvidas pelo corpo de prova no momento do ensaio. Porém é evidente que no instante em que atuarem tensões cisalhantes devido ao carregamento axial, estas fissuras irão gerar planos de fraqueza.

As fissuras de retração também demarcam uma zona mais escura correspondente a área de exsudação, pois durante o tempo de cura da nata ocorre passagem livre de fluido por elas, deixando a nata de cimento super hidratada. Esse processo é semelhante ao que ocorre ao longo da superfície de contato com o arenito.

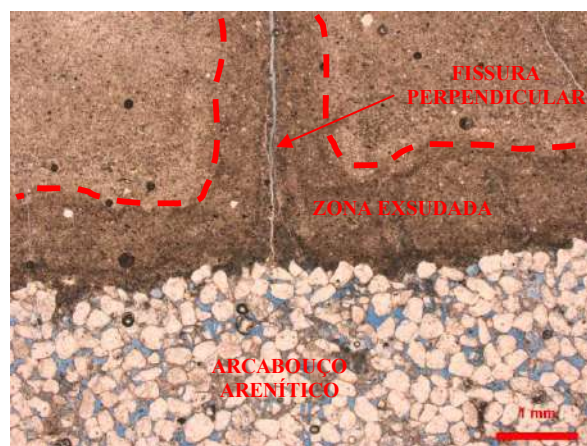


Figura 16. Lâmina 03, luz natural: fissura de retração perpendicular ao contato nata-rocha.

### 3.3 Lâminas oriundas dos corpos de prova não submetidos à limpeza

Neste caso, o processo de consolidação da nata de cimento é exatamente o mesmo que na condição anterior, assim como a sua penetração na rocha continua sendo bastante limitada. No entanto, algumas diferenças importantes junto ao plano de contato entre nata e arenito puderam ser observadas.

Nota-se que a espessura de exsudação é menor na condição não lavada, estando compreendida no intervalo entre 0,1 mm e 0,6 mm de espessura nas três lâminas (Fig. 17). Essa diferença ocorre porque o material pulverizado impregnado na superfície dificulta a migração da água de exsudação. Além disso,

as reações de hidratação que ocorrem nesta faixa também envolvem este material pulverizado e friável oriundo do corte da superfície rochosa.

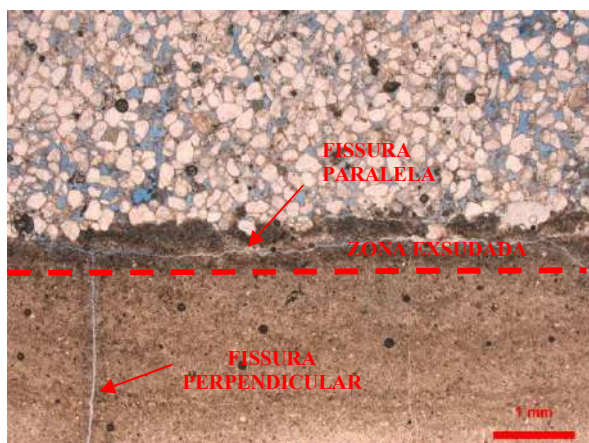


Figura 17. Lâmina 13, luz natural: zona de exsudação com menor espessura e fissura paralela ao contato nata-rocha.

No que tange às fissuras de retração, na condição não lavada incidem também em planos posicionados paralelamente junto à interface entre nata e rocha, aparentemente demarcando a posição do material impregnado (Fig. 17). Ademais, ocorrem em profusão ao longo da superfície de contato nata-rocha (Fig. 18).

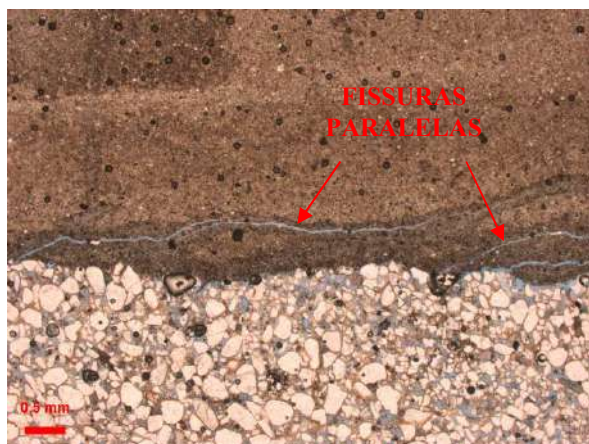


Figura 18. Lâmina 04, luz natural: ocorrência de fissuras de retração paralelas junto ao contato nata-rocha em profusão.

Essas fissuras paralelas demarcam tempos de reação de hidratação divergentes, em função da presença de partículas finas pulverizadas e impregnadas que colmatam os primeiros poros. A película de material pulverizado restringe as reações de hidratação, formando uma barreira que retém a migração das partículas de cimento até os primeiros poros (inter e intragranulares) do arenito. Embora ocorra numa zona exsudada, o contato entre a nata de cimento e os primeiros grãos areníticos é o que efetiva a ligação nata-rocha.

#### 4. CONCLUSÕES

A rocha estudada enquadra-se como um arenito subarcósio a quartzarenito da formação Botucatu, de acordo com a classificação de Folk (1968). A cimentação identifica eodiagênese em ambiente seco com deposição eólica. Também foi identificada porosidade intergranular e intragranular, esta última em função da dissolução de alguns grãos de feldspato potássico, menos estáveis que o quartzo. Este mineral constitui até 90% do arcabouço rochoso, que na maior parte é formado por partículas com tamanho de areia média, coesas pela cimentação de óxido de ferro (hematita) e alguns nódulos carbonáticos.

Em todas as lâminas microscópicas foram identificadas fissuras verticais de retração da nata de cimento. No entanto, apenas nos corpos de prova não lavados surgem fissuras de retração paralelas à interface entre nata e rocha. Assim, nesta condição, há uma fragilidade acentuada imposta ao plano de contato nata-rocha.

A zona de exsudação presente no contato nata-rocha é outro elemento interferente. Nos corpos de prova não lavados possui menor espessura (0,1 a 0,5 mm) do que na condição lavada (0,2 a 1,5 mm), possivelmente devido à barreira causada pelas partículas pulverizadas impregnadas na superfície de contato nata-

rocha, as quais retardam e consomem as reações de hidratação do cimento.

Para gerar microancoragem da nata no arenito é necessário apenas a penetração de cerca de um grão de profundidade no arcabouço rochoso. Diferenças significativas de penetração não são observadas entre as lâminas delgadas lavadas e as não lavadas, pois mesmo com uma superfície com poros abertos (lavada) a viscosidade da nata é suficiente para gerar tensões capilares que impedem o avanço do fluido para os poros da rocha, limitando a migração em cerca de um ou dois grãos. Nas superfícies lavadas a adesão passa a ser governada pela friabilidade da superfície de contato com a rocha, ou seja, pelo nível de fragmentação ou desprendimento dos primeiros grãos de arenito junto à superfície de contato e também pela irregularidade da superfície.

Portanto, a diferença de comportamento mecânico observada nos corpos de prova submetidos à ensaios CCBT por Floriano et al. (2015), deve estar associada à presença de uma película de partículas pulverizadas e impregnada na superfície durante o corte dos arenitos para formatação dos corpos de prova compostos. Quando esta película impregnada é removida pela lavagem há um ganho de aderência no contato nata-rocha.

Contudo, se por um lado a microscopia indica melhores condições de aderência em função da limpeza da superfície de contato, por outro lado, a resistência mecânica deste contato sofre interferência de diversos fatores, o que deve ser melhor investigado. Outros estudos já estão sendo conduzidos neste sentido, especialmente para compreender se esta melhoria de aderência, proveniente da lavagem da superfície impregnada pelo material pulverizado, seria relevante para um elemento de ancoragem.

### *Agradecimentos*

Os autores agradecem aos geólogos dos laboratórios de Geociências da UFRGS, em especial ao Garibaldi e à Denise, pelo auxílio em ensaios e interpretações sob o ponto de vista geológico.

### **5. REFERÊNCIAS**

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5736**: Cimento Portland pozolânico. Rio de Janeiro, 1991.

\_\_\_\_\_. **NBR 6457**: amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 2016.

\_\_\_\_\_. **NBR 6458**: grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm – determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro, 2016.

\_\_\_\_\_. **NBR 7181**: solo – análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2016.

FERNANDES, C. E. M.; TEIXEIRA, H. A. S.; CADMAN, J. D.; BARROSO, J. A. **Estudo geotécnico relativo à estabilidade dos taludes marginais à rodovia BR-116 – PR/SC – Trecho: Curitiba – Sta. Cecília – Serra do Espigão – Santa Catarina**. 1974. n.f. 96. Relatório final: Instituto de geociências da UFRJ, Departamento de Geologia de Engenharia, convênio UFRJ – IGEOC/DNER.

FLORIANO, C. F. **Ancoragem em rocha: estudo da adesão nata-rocha de dois arenitos da Serra do Espigão, SC**. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia – Programa de Pós-Graduação em Engenharia

SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DO RIO GRANDE DO SUL  
GEORS 2017

Civil): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre RS, 2014.

FLORIANO, C. F.; BRESSANI, L. A.; SAVARIS, A. Estudo da adesão nata-rocha na ancoragem em dois arenitos da Serra do Espigão. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 8., 2015, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS/ABEF, 2015. CD-ROM.

FOLK, R. L. **Petrology of Sedimentary Rocks**. Austin: University of Texas Publication, 1968.

GESICK, A. L. D. **Evolução diagenética das formações Pirambóia e Botucatu (Sistema Aquífero Guarani) no Estado de São Paulo**. 2007. Tese (Doutorado em Geociências – Instituto de Geociências): Universidade de São Paulo, São paulo SP, 2007.

GROTZINGER, J.; JORDAN, T. **Para entender a Terra**. 6. ed. Porto Alegre: Bookman, 2013.

MACEDO, M. C.; MILITITSKY, J.; BRESSANI, L. A. Proposta de método para estimativa da resistência ao arrancamento de tirantes fundados em rocha. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 2., 1991, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS/ABEF, V.1, p. 217-226, 1991.

PERROTTA, M. M.; SALVADOR, E. D.; LOPES, R. C.; DAGOSTINO, L. Z.; WILDNER, W.; RAMGRAB, G. E.; PERUFFO, N.; FREITAS, M. A.; GOMES, S. D.; CHIEREGATI, L. A.; SILVA, L. C.; SACHS, L. L. B.; SIVA, V. A.; BATISTA, I. H.; MARCONDES, P. E. P. Folha Curitiba SG-22. In: SCHOBENHAUS, C.; GONÇALVES, J. H.; SANTOS, J. O. S.; ABRAM, M. B.; LEÃO NETO, R.; MATOS, G. M. M.; VIDOTTI, R. M.; RAMOS, M. A. B.; JESUS, J. D. A. de (Ed). **Carta Geológica do Brasil ao Milionésimo**. Brasília: CPRM, 2004. Sistema de Informações Geográficas. Programa Geologia do Brasil.



## CARACTERÍSTICAS DAS PUBLICAÇÕES SOBRE REMEDIAÇÃO SUSTENTÁVEL NO PERÍODO DE 1980-2016

**Adan William da Silva Trentin**

Doutorando do Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade  
de Passo Fundo

adan\_trentin@hotmail.com

**Adeli Beatriz Braun**

Mestranda do Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de  
Passo Fundo

adelibeatrizbraun@hotmail.com

**Antônio Thomé**

Professor/Pesquisador do Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da  
Universidade de Passo Fundo

thome@upf.br

**Resumo.** A remediação de áreas contaminadas não é automaticamente sustentável. A aplicação de uma ação corretiva pode ter suas próprias consequências ambientais (uso de energia e recursos, impactos na água e no ar), econômicas (sobre a viabilidade de empresas ou projetos) e sociais (riscos à saúde e segurança dos trabalhadores). No entanto, a análise sobre o emprego do conceito de sustentabilidade e do termo “remediação sustentável” no cenário mundial, inclusive no Brasil, ainda é um tema que está em fase de adequação no gerenciamento de áreas contaminadas. Desta forma, este estudo objetiva analisar as características e esboçar um panorama geral da produção científica no campo da Remediação Sustentável, no período de 1980 a 2016, representado pelos artigos científicos indexados na base de dados Scopus (Elsevier). Para tanto, foi utilizada a bibliometria, a qual corresponde a uma técnica quantitativa e estatística de medição dos índices de produção e disseminação do conhecimento científico.

**Palavras-chave:** *Remediação Sustentável. SCOPUS (Elsevier). Bibliometria.*

### 1. INTRODUÇÃO

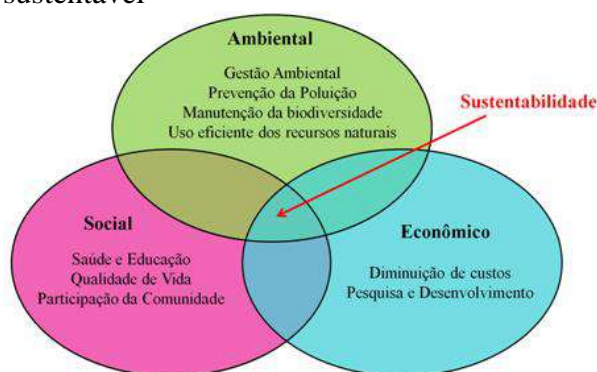
O conceito de desenvolvimento sustentável tem suas raízes na ideia de uma sociedade sustentável e na gestão de recursos renováveis e não renováveis. Esta concepção foi introduzida na Estratégia Mundial para a Conservação, pela União Internacional para a Conservação da Natureza (*International Union for the Conservation of Nature and Natural Resources - IUCN*), sendo que a Comissão Mundial sobre Meio Ambiente e Desenvolvimento adotou o conceito e lançou a sustentabilidade em discursos políticos, públicos e acadêmicos (IUCN, 1980; BROWN, 1982).

Uma das primeiras definições e largamente aceita foi apresentada no Relatório Burtland (1987). O desenvolvimento sustentável foi definido como aquele que satisfaz as necessidades das presentes gerações, sem comprometer a capacidade das gerações futuras satisfazerem as suas próprias necessidades. Esta definição trazia dois conceitos-chave, sendo um deles o de "necessidades", dando prioridade absoluta aquelas essenciais aos pobres do mundo, e o segundo de "limitações", impostas pelo estado à tecnologia e à capacidade do ambiente de

satisfazer as necessidades presentes e futuras (BROWN, 1982; BOJO et al., 1992).

De uma forma geral, o desenvolvimento sustentável traz na sua essência, aspectos sociais, ambientais e econômicos, os quais devem ser considerados de forma igual, sendo que, esta sustentabilidade é somente alcançada quando os três aspectos estão em equilíbrio, como pode ser visualizado na Fig. 1 (CL:AIRE, 2016).

**Figura 1** - Componentes principais que sustentam a concepção do desenvolvimento sustentável



Fonte: Elaborada pelos autores.

Embora que a redução dos riscos para a saúde humana e o ambiente continue a ser o principal objetivo da gestão de áreas contaminadas, uma variedade de outros fatores ambientais, bem como aspectos econômicos e sociais têm um papel cada vez mais crescente na tomada de decisões quanto à remediação dessas áreas (REINIKAINEN et al., 2016). Desta forma, a abordagem do desenvolvimento sustentável já vem sendo incorporada como fator chave na dinâmica dos projetos de remediação, com o intuito da inserção da Remediação Sustentável neste contexto (FORUM, 2009).

A remediação sustentável traz uma abordagem ampla e holística. Visa identificar, integrar e equilibrar o desenvolvimento econômico e os impactos e benefícios ambientais e sociais, do tripé da

sustentabilidade, através do uso criterioso/limitado dos recursos nas ações corretivas (FORUM, 2009; ITRC, 2011b).

A remediação sustentável, com vista para a melhor solução, procura maximizar o benefício global através de um equilibrado e transparente processo de tomada de decisão. Esta abordagem visa demonstrar às partes envolvidas na remediação, em termos de indicadores ambientais, econômicos e sociais, que o benefício é maior do que o seu impacto (CL: AIRE, 2010).

Conforme Cundy et al (2013), a remediação sustentável possui definições variáveis. Porém, há um consenso comum sobre o seu amplo propósito de reduzir os impactos ambientais, econômicos e sociais, por meio do controle dos riscos associados na remediação de áreas contaminadas, maximizando os benefícios a longo prazo dos projetos de remediação (HOLLAND et al., 2011).

Portanto, a adoção da remediação sustentável apresenta benefícios específicos que torna sua abordagem importante e cada vez mais necessária neste meio. Os benefícios que se destacam são: redução de custos através da eliminação da correção desnecessária ou insustentável, otimizando o benefício global; gestão eficaz dos riscos associados à saúde humana e ao meio ambiente; minimização do impacto das obras de reparação no ambiente e comunidades vizinhas; compromisso em assegurar os princípios do desenvolvimento sustentável em todas as fases das obras de remediação; e melhora da robustez na tomada de decisões quanto à remediação (CL: AIRE, 2010).

Também, a remediação sustentável é aberta e dinâmica, prosseguida por um conjunto de princípios a serem aplicados e processos a serem seguidos (GIBSON et al., 2005). Princípios estes que abordam uma série de questões comuns, tais como, a integridade ecológica, a igualdade social, o tripé da



sustentabilidade, suficiência imediata e de longo prazo e processos democráticos (RIDSDALE; NOBLE, 2016).

Além dos princípios, os indicadores, métricas e ferramentas constituem componentes fundamentais para a aplicação da remediação sustentável. Os indicadores são as medidas específicas que serão usadas para monitorar e avaliar o desempenho do projeto de remediação (VIRKUTYTE; VARMA, 2014). No entanto, estes indicadores podem não ser facilmente mensuráveis, exigindo que métricas, que correspondem a valores numéricos, sejam integradas para determinar o grau de sucesso, desempenho e progresso que um projeto ou alternativa em particular pode realizar em relação às dimensões da sustentabilidade. Após a determinação dos indicadores e métricas, estes poderão ser formalmente avaliados e de forma objetiva, utilizando uma ferramenta de análise qualitativa ou quantitativa (REDDY; ADAMS, 2015).

Diante disto, este estudo objetiva analisar a produção científica do campo da Remediação Sustentável no período de 1980 a 2016, representada pelos artigos científicos indexados na base de dados Scopus (Elsevier). Assim, será apresentada a evolução teórica do tema, os autores e países com maior número de publicações sobre o assunto. Estas informações podem trazer conhecimento científico sobre a evolução do uso da Remediação Sustentável no cenário da remediação de áreas contaminadas.

## 2. METODOLOGIA

### 2.1 Tipo de estudo

O presente estudo foi desenvolvido a partir de uma pesquisa bibliométrica temporal de cunho quantitativo, objetivando ampliar o conhecimento referente às publicações relacionadas a Remediação Sustentável

(*Sustainable Remediation*), na base de dados Scopus (Elsevier). Foi considerado no estudo o período entre os anos de 1980 e 2016.

A pesquisa bibliométrica, de acordo com Marcelo e Hayashi (2013), é uma técnica que surgiu no início do século XX como uma resposta a necessidade de estudos e avaliações da produção e comunicação científica, tendo como principais características a elaboração de índices de produção conhecimento científico.

A escolha pela utilização da base de dados Scopus (Elsevier) se deve ao fato desta ser a maior base de dados de resumos e citações de literatura revisada por pares, com ferramentas bibliométricas para acompanhar, analisar e visualizar a pesquisa. A Scopus contém mais de 22.000 títulos de mais de 5.000 editores em todo o mundo, abrangendo diferentes áreas. A Scopus permite uma visão multidisciplinar da ciência e integra todas as fontes relevantes para a pesquisa básica, aplicada e inovação tecnológica através de patentes, fontes da web de conteúdo científico, periódicos de acesso aberto, memórias de congressos e conferências, além de ser atualizada diariamente (SCOPUS, 2015).

Optou-se por utilizar como faixa de estudo o período entre os anos de 1980 e 2016 em função de que a percepção e a necessidade de se enfrentar os problemas ambientais tiveram suas primeiras iniciativas por volta dos anos 1980, onde o desenvolvimento sustentável deixou de ser somente um ideal, para ser considerada uma meta (IPCC, 2007).

### 2.2 Procedimentos metodológicos

Os procedimentos metodológicos adotados para a realização do estudo são os seguintes:

- Considerar apenas artigos do período entre 1980 e 2016;
- Realizar pesquisa com a palavra-chave *Sustainable Remediation*.
- Fazer um comparativo e uma análise entre o número de publicações em cada ano

- com a palavra-chave;
- Apresentar os autores que mais publicaram sobre a palavra-chave no período considerado na base de dados pesquisada;
- Avaliar quais foram os países que mais publicaram sobre o tema no período considerado;
- Apresentar e analisar os resultados da bibliometria através de quadros e gráficos, com explicações complementares.

### 3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

A partir da palavra-chave “*sustainable remediation*” foi obtida uma análise quantitativa e teórica através da busca em todos os campos no Scopus (Elsevier).

A seguir estão apresentadas as características gerais das publicações relacionadas ao tema de acordo com as seguintes categorias: ano das publicações, autores e países, em uma classificação hierárquica na ordem decrescente de importância até a 10<sup>a</sup> escala.

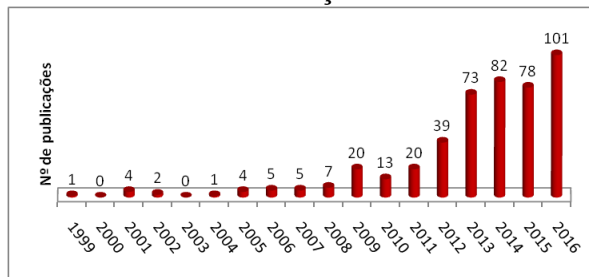
#### 3.1 Evolução da produção científica nos períodos de 1980 e 2016

Na primeira fase da pesquisa com o tópico “*sustainable remediation*” foram encontradas 455 publicações. A distribuição destes 455 artigos publicados são referentes ao recorte temporal entre os anos de 1980 a 2016 estão representados no Fig. 2.

Observa-se que as primeiras publicações iniciaram no ano de 1999 e a partir dos anos 2000, onde, segundo Rizzo et. al (2016), houve um crescente interesse em incorporar a sustentabilidade nos processos de tomada de decisão quanto à remediação de áreas contaminadas, por meio da disseminação do termo “remediação sustentável”, refletindo uma percepção de que as atividades de remediação podem trazer impactos

ambientais, sociais e econômicos, tanto positivos quanto negativos.

**Figura 2** - Evolução temporal da produção científica sobre Remediação Sustentável



Fonte: Scopus (Elsevier) (1980-2016)  
Elaborado pelos Autores

No período compreendido entre 1980 e 2016, constatou-se que o número de publicações aumentou gradativamente ao longo dos anos analisados. Contudo, o período compreendido entre 1999 e 2008 apresentou um comportamento relativamente estável, sendo que, a partir de 2009 o total de artigos publicados começou a crescer, atingindo o ápice no último ano de análise, 2016, com 101 publicações, cerca de 22% do total apresentado.

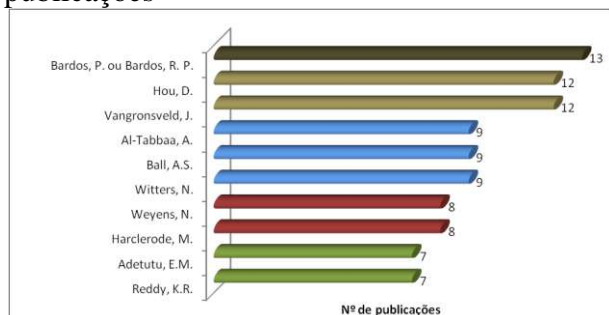
Quando se compara esses dois períodos, 1999-2008 e 2009-2016, verifica-se que o número médio anual de artigos publicados no primeiro período foi de aproximadamente 3,22 (artigos/ano), considerando os anos de 2000 e 2003 que não houve publicações. Já o segundo período apresentou uma média anual de 53,25 artigos publicados, mesmo considerando as leves quedas dos anos de 2010 e 2015.

Constata-se, portanto, uma taxa de crescimento do segundo período em relação ao primeiro de aproximadamente 1554%, indicando que há uma forte tendência ao crescimento de publicações sobre remediação sustentável para os próximos anos.

### 3.3 Autores destaque quanto às publicações sobre remediação sustentável

Foi possível identificar os autores que mais publicaram sobre Remediação Sustentável no período analisado na base de dados Scopus (Elsevier), conforme Fig. 3.

**Figura 3** - Autores com maior número de publicações



Fonte: Scopus (Elsevier) (1980-2016)  
Elaborado pelos Autores

Dentre os autores, destaca-se o pesquisador Paul Bardos com 13 publicações. Visto como o líder em tecnologias de remediação de terrenos contaminados e um dos inovadores por trás do conceito de remediação sustentável desde o final da década de 1990, o que pode justificar que o autor seja o que mais publique sobre o tema.

Neste sentido, em sua maior parte, as publicações de Paul Bardos vem com intuito de apresentar o estado da arte a cerca da Remediação Sustentável, por meio da propagação de conceitos, princípios, progressos no cenário mundial e as justificativas de sua aplicação na prática da remediação de áreas contaminadas (SCOPUS (ELSEVIER), 1980-2016).

Na 2ª posição vem o autor Deyi Hou com 12 publicações. A abordagem de Deyi Hou, além de objetivar também em apresentar a sustentabilidade como um novo imperativo na remediação de áreas contaminadas, tem o enfoque maior de avaliar a tendência e a adoção efetiva de comportamentos

sustentáveis tanto em diferentes países, quanto por parte dos decisores envolvidos no processo de remediação (Scopus (Elsevier), 1980-2016).

Nesta mesma abordagem estão as publicações de Abir Al-Tabbaa, que está em 5º lugar na classificação apresentada, com 9 artigos. Isto em função de que 8 dos 9 artigos foram publicados juntamente com Deyi Hou.

Já na décima posição do ranking de publicações apresentado está o autor e pesquisador Krishna R. Reddy, com 7 artigos publicados na área de Remediação Sustentável. As suas publicações estão mais centradas na avaliação prática da sustentabilidade quanto a aplicação de diferentes tecnologias de remediação em áreas contaminadas, como por exemplo a nanobiorremediação, abordagem mais recente do autor. Além disto, vem trabalhando na concepção cada vez mais precisa da avaliação e quantificação dos efeitos sociais em projetos de remediação (SCOPUS (ELSEVIER), 1980-2016).

Neste contexto, mas com uma abordagem mais detalhada, o autor publicou o livro “Remediação Sustentável de Áreas Contaminadas” (*Sustainable Remediation of Contaminated Sites*). O livro descreve a estrutura de decisão, apresenta ferramentas de avaliação qualitativos e quantitativos, incluindo métricas multidisciplinares, para avaliar a sustentabilidade e analisar as novas tecnologias em potencial (REDDY; ADAMS, 2015).

No entanto, além da Remediação Sustentável, Krishna R. Reddy possui também um enfoque bastante relevante em estratégias de Remediação Verde e Sustentável (*Green and Sustainable Remediation – GSR*). Esta abordagem surgiu para que além da maximização dos benefícios ambientais, objetivo principal da Remediação Verde, os benefícios sociais e econômicos também sejam considerados e potencializados na

mesma proporção em todas as fases do processo de remediação (FORUM, 2009; ITRC, 2011a).

Além de identificar os autores que mais publicaram sobre Remediação Sustentável, também foi possível verificar os 10 autores com maior número de publicações como autor principal do artigo (Quadro 1).

Nesta nova classificação apenas 4 autores se repetem em relação a classificação anterior (Fig. 3), porém, em ordens diferentes. O autor Deyi Hou aparece agora em 1º lugar, sendo autor principal em 8 artigos publicados. Já Paul Bardos que anteriormente aparecia em 1º lugar, agora nesta nova categoria está em 3º lugar com 5 publicações, mesmo número que Melissa Harclerode, que do 8º lugar passou para 4º nesta nova categoria. Já Nele Witters passou da 8ª posição na classificação anterior para a última posição, com apenas 2 artigos como autora principal dos artigos publicados.

**Quadro 1** - Autores com maior número de publicações como autor principal

Autores	Nº publicações
Hou, D.	8
Cappuyns, V.	6
Bardos, P. ou Bardos, R. P.	5
Harclerode, M.	5
Cheng, S.F.	4
Naidu, R.	3
Li, L.Y.	3
Volchko, Y.	3
Cundy, A.B.	3
Witters, N.	2

Fonte: Scopus (Elsevier) (1980-2016)

Elaborado pelos Autores

Na 2ª colocação está a autora Valérie Cappuyns, novidade em relação à classificação anterior, aparecendo com 6 publicações como autora principal.

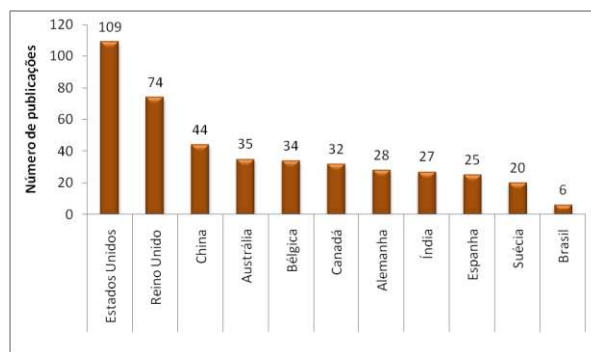
A abordagem principal dada por Valérie Cappuyns em suas publicações está centrada na avaliação da remediação de áreas contaminadas baseada na análise do ciclo de vida (ACV), sua possibilidades, limitações à

aplicação como ferramenta de decisão. Além disto, em seu mais recente artigo, traz em questão a tentativa de inclusão de indicadores sociais nas ferramentas de tomada de decisão, para a seleção das opções de remediação com vista para a sustentabilidade (SCOPUS (ELSEVIER), 1980-2016).

### 3.4 Países que mais publicam sobre o tema remediação sustentável, com referência ao Brasil

Foi realizada uma análise dos países com maior número de publicações (Fig. 4), sendo que o país que apresenta maior destaque em número de publicações é os Estados Unidos, com um total de 109 publicações. Após estão o Reino Unido, com 74, a China com 44 e o Brasil ocupa a 23ª posição desta classificação, com um total de 06 publicações relacionadas à pesquisa realizada.

**Figura 4** - Distribuição das publicações por países no período entre os anos de 1980 e 2016



Fonte: Scopus (Elsevier) (1980-2016)

Elaborado pelos Autores

É possível identificar que as principais economias globais são as que apresentam maior número de publicações, ou seja, são as que apresentam maior interesse sobre o assunto. Segundo Hou et al. (2016) o cenário mundial apresenta disparidades quanto à adoção de medidas corretivas sustentáveis. Enquanto países como os Estados Unidos

(EUA) e o Reino Unido, por exemplo, já apresentam altas taxas de conscientização e adoção da remediação sustentável, países em desenvolvimento apresentam menor sensibilização em relação a adoção da sustentabilidade na remediação de áreas contaminadas

Isto se deve muito também devido a existência de organizações e instituições voltadas exclusivamente para a introdução e difusão dos conceitos de sustentabilidade nas atividades de remediação. Um exemplo, conforme Ridsdale e Noble (2016) foi a criação, no ano de 2006, do Fórum de Remediação Sustentável (*Sustainable Remediation Forum - SURF*), fórum internacional sem fins lucrativos, formado por profissionais, pesquisadores e indústria, que tem como objetivo promover o uso de práticas sustentáveis na remediação. Atualmente o SURF tem organização fortemente atuantes em diferentes países, como Estados Unidos, Canadá, Reino Unido, Holanda, Itália, China, Nova Zelândia e Austrália.

Em relação ao Brasil, ao realizar a pesquisa na base de dados Scopus foram encontrados 06 publicações. Entretanto, ao analisar estas 06 publicações foi possível observar que apenas uma das publicações tinha como foco principal a temática da remediação sustentável, sendo que as outras 05 publicações abordaram a remediação sustentável em paralelo com outros assuntos. Bardos (2014) cita a presença do SURF no Brasil, porém poucos avançados têm sido observados no que diz respeito a realização de estudos sobre a temática e / ou implementação de conceitos de sustentabilidade na remediação no país.

Um dos fatores que poderiam colaborar com a expansão das pesquisas e implementação da sustentabilidade na remediação em diferentes países, em especial no Brasil, é a legislação ambiental, porém, como destacado por Reddy e Adams (2015), a

legislação que aborda questões de degradação e áreas contaminadas é bastante recente e precária, e embora os regulamentos que existem sejam bem intencionados, a sua efetividade ainda não está totalmente concretizada.

#### *Agradecimentos*

À Universidade de Passo Fundo e ao laboratório de Geotecnia ambiental pelo espaço para a realização das pesquisas.

À CAPES pelo fornecimento da bolsa e assim possibilitando a dedicação exclusiva à pesquisa.

#### **4. REFERÊNCIAS**

BARDOS, P. Progress in Sustainable Remediation. **Remediation Journal Winter**, p. 23-32, 2014.

BOJO, J.; MÄLER, K. G.; UNEMO, L. **Environment and development: An economic approach**. V. 6, [s.l.]: Springer, 1992, 212 p.

BURLAND, G. H. **Report of the World Commission on Environment and Development: Our Common Future**, 1987, 300 p. Disponível em: <http://www.un-documents.net/wced-ocf.htm>. Acesso em: 02 mar. 2017.

BROWN, L. R. Building a sustainable society. **Society**, [s.l.], v. 19, n. 2, p.75-85, 1982.

CL:AIRE. **LEADING SUSTAINABLE LAND REUSE**. 2010. A framework for assessing the sustainability of soil and groundwater remediation. Disponível em: [www.clare.co.uk/surfuk](http://www.clare.co.uk/surfuk). Acesso em 02 mar. 2017.

CL:AIRE. **LEADING SUSTAINABLE LAND REUSE**. 2016. Sustainable

Remediation. Disponível em <http://www.claire.co.uk/projects-and-initiatives/surf-uk/77-sustainable-remediation>. Acesso em: 02 mar. 2017.

CUNDY, A. B.; BARDOS, R. P.; CHURCH, A.; PUSCHENREITER, M.; FRIESL-HANL, W.; MÜLLER, I.; NEU, S.; MENCH, M.; WITTERS, N.; VANGRONSVELD, J. Developing principles of sustainability and stakeholder engagement for “gentle” remediation approaches: The European context. **Journal Of Environmental Management**, [s.l.], v. 129, p.283-291, 2013.

FORUM, U. S. Sustainable remediation white paper-Integrating sustainable principles, practices, and metrics into remediation projects. **Remediation Journal**, [s.l.], v. 19, n. 3, p.5-114, 2009.

GIBSON, B.; HASSAN, S.; HOLTZ, S.; TANSEY, J.; WHITELAW, G. **Sustainability assessment: criteria and processes**. Earthscan: London, 2005, 268 p.

HOLLAND, K. S.; LEWIS, R. E.; TIPTON, K.; KARNIS, S.; DONA, C.; PETROVSKIS, E.; BULL, L. P.; TAEGER, D.; HOOK, C. Framework for integrating sustainability into remediation projects. **Remediation Journal**, [s.l.], v. 21, n. 3, p.7-38, 2011.

ITRC. **INTERSTATE TECHNOLOGY & REGULATORY COUNCIL**. 2011a. Green and Sustainable Remediation: State of the Science and Practice. GSR-1. Disponível em: [www.itrcweb.org](http://www.itrcweb.org). Acesso em: 02 mar. 2017.

IPCC - INTERGOVERNMENTAL PANEL ON CLIMATE CHANGE. **Fourth Assessment Report: Climate Change 2007**. Cambridge University Press, Cambridge, U.K., 2007.

ITRC. **INTERSTATE TECHNOLOGY &**

**REGULATORY COUNCIL**. 2011b. Green and Sustainable Remediation: A Practical Framework. GSR-2. Disponível em: [www.itrcweb.org](http://www.itrcweb.org). Acesso em: 02 mar. 2017.

IUCN - INTERNATIONAL UNION FOR THE CONSERVATION OF NATURE AND NATURAL RESOURCES. **World conservation strategy: living resource conservation for sustainable development**. IUCN-UNEP-WWF, Gland, Switzerland, 1980.

MARCELO, J. F.; HAYASHI, M. C. P. I. Estudo bibliométrico sobre a produção científica no campo da sociologia da ciência. **Revista Informação e Informação**, Londrina, v. 18, n. 3, p. 138 – 153, set./dez. 2013.

REDDY, K. R.; ADAMS, J. A. **Sustainable Remediation of Contaminated Sites**. New York: Momentum Press, LLC, 2015, 268 p.

REINIKAINEN, J.; SORVARI, J.; TIKKANEN, S. Finnish policy approach and measures for the promotion of sustainability in contaminated land management. **Journal Of Environmental Management**, [s.l.], v. 184, p.108-119, 2016.

RIDSDALE, D. R.; NOBLE, B. F. Assessing sustainable remediation frameworks using sustainability principles. **Journal Of Environmental Management**, [s.l.], v. 184, p.36-44, 2016.

RIZZO, E.; BARDOS, P.; PIZZOL, L.; CRITTO, A.; GIUBILATO, E.; MARCOMINI, A.; ALBANO, C.; DARMENDRAIL, D.; DÖBERL, G.; HARCLERODE, M.; HARRIES, N.; NATHANAIL, P.; PACHON, C.; RODRIGUEZ, A.; SLENDERS, H.; SMITH, G. Comparison of international approaches to sustainable remediation. **Journal Of**



**Environmental Management**, [s.l.], v. 184, p.4-17, 2016.

SCOPUS. **Guía Rápida de Referência**. 2015. Disponível em: <<http://www.americalatina.elsevier.com>> Acesso em 23 de fevereiro de 2017.

SCOPUS. **Document Search**. 1980-2016. Disponível em: <<https://www.scopus.com/home.uri>> Acesso em 03 de março de 2017.

VIRKUTYTE, J.; VARMA, R. S. Greener and Sustainable Remediation Using Iron Nanomaterials. **Acs Symposium Series**, [s.l.], p.1-21, 2014.

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os dados da pesquisa relatados nesse trabalho permitiram demonstrar a importância do desenvolvimento de pesquisas acadêmicas em torno do uso da Remediação Sustentável na gestão de áreas contaminadas. A bibliometria realizada possibilitou o alcance do objetivo da pesquisa, compondo um mapeamento e um panorama sobre as publicações, autores e países sobre o contexto estudado, buscando entender a evolução da produção científica no campo da Remediação Sustentável, no período de 1980 a 2016, representado pelos artigos científicos indexados na base de dados Scopus (Elsevier)

A pesquisa demonstrou que a Remediação Sustentável é um tema ainda novo mas em ascensão, verificado pelo maior número de publicações nos últimos 5 anos, atingindo o ápice no ano de 2016.

Conforme os dados analisados, o autor que mais obteve publicações foi Paul Bardos com 13 publicações, seguido de Deyi Hou com 12. Já quando é analisado o número de publicações como primeiro autor, Deyi Hou aparece em 1º lugar com 8 artigos como autor principal, sendo que na 2ª posição está a

autora Valérie Cappuyns, novidade em relação a classificação anterior, aparecendo com 6 publicações como primeira autora.

Os Estados Unidos são o país que mais publica artigos na área da Remediação Sustentável, seguido do Reino Unido. Também se observaram publicações no Brasil, porém em número muito reduzido quando comparado com os países que ocupam as dez primeiras posições no ranking de publicações.

Como sugestão de trabalho futuro, um novo estudo bibliométrico deveria ser realizado, contemplando outras bases de dados de periódicos e levantamento de dados em organizações responsáveis pelo desenvolvimento de ferramentas e processos a serem utilizados na remediação sustentável.

## IDENTIFICAÇÃO EXPEDITA DE SOLOS TROPICAIS NO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL UTILIZANDO O MÉTODO DAS PASTILHAS

### **Lucas Eduardo Dornelles**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria  
lucaseduardodornelles@yahoo.com.br

### **Bethania Machado Correa**

Acadêmica do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria  
bethania.machadocorrea@gmail.com

### **Leila Posser Fernandes**

Pesquisadora do curso de Doutorado em Eng. Civil da Universidade Federal de Santa Maria  
leilapfernandes@hotmail.com

### **Taiana Poershke Damo**

Mestre em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Santa Maria  
taiana.damo@gmail.com

### **Rinaldo José Barbosa Pinheiro**

Professor do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria  
rinaldo@ufsm.br

**Resumo.** *Para facilitar a classificação dos solos para uso em pavimentação, busca-se utilizar técnicas de identificação geotécnica mais simplificadas. A metodologia MCT é aplicada em regiões de clima tropical para identificar o comportamento laterítico dos solos. Este estudo avaliou a utilização do Método das Pastilhas, método simples e rápido de identificação geotécnica. A avaliação foi feita de forma comparativa com a Classificação MCT obtida pelo método convencional. Escolheram-se solos de diferentes regiões e formações geológicas no estado do Rio Grande do Sul. Os ensaios realizados foram os de compactação Mini-MCV e Perda de Massa por Imersão, ensaios classificatórios da metodologia MCT. Além destes, realizou-se o Método das Pastilhas. Com os resultados, foi possível verificar concordância entre as duas metodologias de classificação. Isso evidencia a eficácia da utilização do Método das Pastilhas na identificação geotécnica de solos para uso em pavimentação.*

**Palavras-chave:** *Identificação geotécnica. Classificação MCT. Método das Pastilhas.*

### **1. INTRODUÇÃO**

Os estudos geotécnicos utilizados na elaboração dos projetos rodoviários e de dimensionamento de pavimentos no Brasil, na maioria das vezes, são baseados em normas da Europa ou dos Estados Unidos, locais com clima temperado. Nestes casos, onde as camadas dos pavimentos são constituídas de materiais pétreos granulares industrializados e solos de comportamento típico de regiões tropicais, utilizam-se duas classificações de solos para fins rodoviários: o Unified Soil Classification System (USCS) e a do Highway Research Board (HRB). Ambas as classificações são baseadas nos Limites de Atterberg (limite de liquidez e de plasticidade) e na granulometria dos solos.

O Brasil é um país predominantemente tropical, com abundância de solos lateríticos. Estes solos, quando compactados em condições previamente estabelecidas, adquirem altas resistências e uma excelente capacidade de suporte, apresentando pequena

perda dessa capacidade quando imersos em água.

Compreendendo a necessidade de uma classificação mais adequada para os solos brasileiros, Nogami e Villibor (1981) apresentaram um novo sistema de classificação dos solos, a Metodologia MCT (Miniatura, Compactada, Tropical). Baseada em ensaios com corpos de prova em miniaturas, este sistema permite o conhecimento de diferentes características e propriedades dos solos e a obtenção de uma melhor classificação dos mesmos. Dessa forma, se torna possível sua aplicação em todas as regiões de clima tropical, ou seja, a maior parte do território brasileiro.

Além disso, Nogami e Villibor (1994) propuseram uma forma expedita de classificar os solos tropicais com o Método das Pastilhas. Este método consiste em avaliar as propriedades geotécnicas em pequenas pastilhas de solo moldadas em anéis de aço inox e tem como principais vantagens a simplicidade, rapidez e pequena quantidade de solo necessária para o ensaio.

A utilização de técnicas de identificação geotécnica que sejam rápidas, de baixo custo e eficazes é uma tendência na engenharia rodoviária, de modo a facilitar a caracterização das propriedades dos solos para utilização em pavimentação.

Sendo assim, este trabalho avaliou a utilização do Método das Pastilhas para identificação expedita de solos. Tal avaliação foi realizada de modo comparativo com a classificação obtida na Metodologia MCT. Foram escolhidos solos de diferentes regiões e formações geológicas do estado do Rio Grande do Sul.

## 2. METODOLOGIA

### 2.1 Identificação das áreas de estudo

Para realização deste trabalho, foram escolhidos quinze solos de diferentes regiões e formações geológicas do estado do Rio Grande do Sul. A maioria dos solos estudados é da região de Santa Maria, exceto os solos de Ijuí e Cruz Alta, coletados na região noroeste do estado. A Tabela 1 apresenta o nome dos solos e a nomenclatura utilizada.

Tabela 1. Solos e nomenclaturas utilizados no estudo

Nome do Solo	Sigla
Ijuí	IJ 1
Cruz Alta 1	CA 1
Cruz Alta 2	CA 2
Botucatu 1	BOT 1
Botucatu 2	BOT 2
Caturrita 1	CAT 1
Caturrita 2	CAT 2
Rosário do Sul 1	SC 1
Rosário do Sul 2	SC 2
Santa Maria – Membro Alemoa 1	ALE 1
Santa Maria – Membro Alemoa 2	ALE 2
Santa Maria – Membro Passo das Tropas 1	PT 1
Santa Maria – Membro Passo das Tropas 2	PT 2
Canabarro	RS
Distrito Industrial	TR

A Figura 1 representa a localização dos municípios onde estão localizados os pontos de coleta.

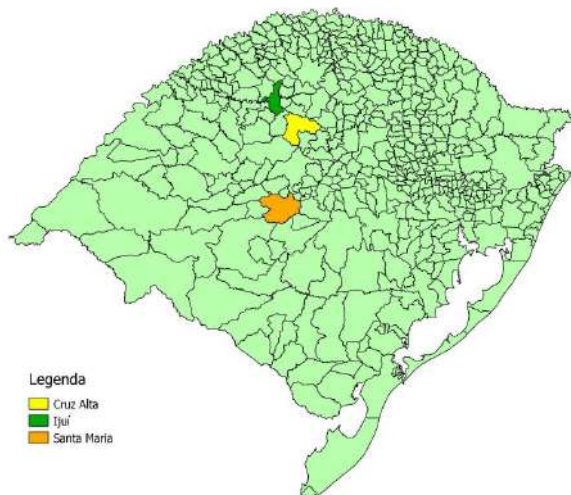


Figura 1. Localização dos municípios de coleta dos solos estudados

Os pontos de coleta em Ijuí e Cruz Alta estão localizados junto a duas importantes rodovias da região, RS-155 e BR-158, respectivamente. Os pontos de coleta Botucatu, Caturrita, Rosário do Sul e Santa Maria estão localizados no município de Santa Maria.

A jazida Canabarro está localizada na divisa dos municípios de Santa Maria e São Pedro do Sul, sendo que o solo coletado neste ponto (RS) foi utilizado como reforço de subleito na duplicação da RS-509 (Faixa Velha de Camobi) em Santa Maria.

O solo TR é proveniente da jazida do Distrito Industrial de Santa Maria, na região oeste do município. Este solo foi utilizado na obra da Travessia Urbana de Santa Maria, importante obra de infraestrutura viária atualmente em execução na cidade.

## 2.2 Etapa de campo

Em campo, realizou-se a coleta dos solos. Após limpeza superficial dos perfis, retiraram-se amostras deformadas com auxílio de pás em cada ponto de coleta. As amostras foram acondicionadas em sacos plásticos, identificadas e levadas ao Laboratório de

Materiais de Construção Civil da UFSM-LMCC.

## 2.3 Etapa de laboratório

Os ensaios da metodologia MCT realizados foram o ensaio de compactação Mini-MCV e o ensaio de Perda por Imersão. Após a realização destes, procedeu-se a realização do Método das Pastilhas. Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Materiais de Construção Civil- LMCC da Universidade Federal de Santa Maria.

## 2.4 Metodologia MCT

A metodologia MCT visa classificar os solos de acordo com seu comportamento lateríticos (L) ou não lateríticos (N). O ensaio de compactação Mini-MCV e o de Perda de Massa por Imersão permitem obter dois índices classificatórios,  $c'$  e  $e'$ . Durante a compactação Mini-MCV, são realizadas medidas da altura do corpo de prova para determinação da massa específica aparente seca. Para cada umidade de compactação, corresponde uma curva de deformabilidade. O coeficiente angular dado pela inclinação dessa curva é denominado  $c'$ . Já o índice  $e'$  é obtido através da Eq. (1).

$$e' = \sqrt[3]{\frac{P_i}{100} + \frac{20}{d'}} \quad (1)$$

Onde:

$e'$  é o índice de laterização;

$P_i$  é a perda de massa por imersão em %;

$d'$  é o coeficiente angular do ramo seco da curva de compactação correspondente a 12 golpes.

A partir dos parâmetros  $c'$  e  $e'$  é possível classificar os solos com o ábaco de classificação MCT, representado na Figura 2.

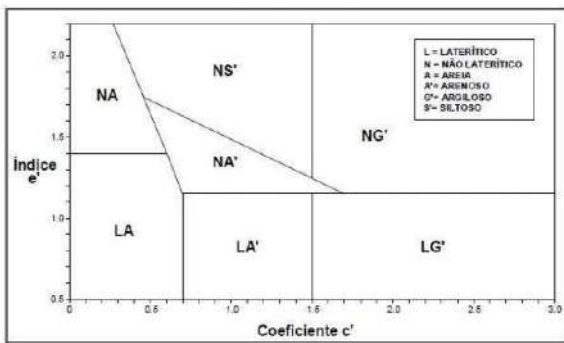


Figura 2. Ábaco da classificação MCT. Fonte: Nogami e Villibor (1981)

### 2.4.1 Ensaio de Mini-MCV

O ensaio de Mini-MCV seguiu as diretrizes da norma DNER-ME 258/94 (Solos compactados em equipamento miniatura – Mini MCV). Utilizou-se solo passante na peneira de nº10. As cinco amostras utilizadas para cada solo foram umedecidas em cinco teores de umidades diferentes. Estes teores foram definidos com base nas umidades obtidas no ensaio de compactação Proctor Normal. Após, foram ensacadas pelo período mínimo de 24 horas, de modo a obter uma homogeneização do teor de umidade. A moldagem dos corpos de prova foi realizada em cilindros de 50mm de diâmetro e 130mm de altura, com controle de número de golpes e dos critérios de parada previstos em norma. A altura final dos corpos de prova é 50mm, com variação permitida de +/- 1mm. Este ensaio mede o peso específico aparente seco do corpo de prova para cada número de golpes segundo a série de golpes proposta por Parsons (1976). A Figura 3 mostra o equipamento utilizado para compactar os corpos de prova.



Figura 3. Equipamento para compactação miniatura

### 2.4.2 Ensaio de Perda de Massa por imersão

Após a compactação Mini-MCV, as amostras foram deslocadas 10mm para fora do cilindro e em seguida colocadas em um tanque para submersão por 20 horas para realização do ensaio de Perda de Massa por Imersão. Seguiu-se a normativa DNER-ME 256/94 (Solos compactados com equipamento miniatura – Determinação da perda de massa por imersão). Este ensaio mede a massa de solo seco despreendida do corpo de prova durante o período de imersão. A Figura 4 mostra o tanque com os corpos de prova em imersão durante a realização do ensaio.



Figura 4. Ensaio de Perda de Massa por Imersão



## 2.5 Método das Pastilhas

Este método foi proposto com a finalidade de simplificar os procedimentos dos ensaios de classificação dos solos tropicais, utilizando uma menor quantidade de amostra, equipamentos mais simples e mão de obra com menor treinamento. Neste método, avaliam-se, principalmente, as propriedades de resistência e deformabilidade dos solos, através de observações e medidas realizadas em pastilhas de solos moldadas. A Figura 5 ilustra o ábaco classificatório utilizado neste método.

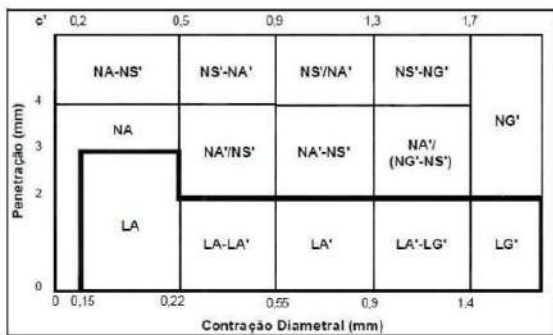


Figura 5. Ábaco classificatório do Método das Pastilhas. Fonte: Nogami et al. (1996)

A classificação geotécnica pelo método das pastilhas seguiu a proposta de Nogami e Villibor (1994). Consiste na moldagem de pastilhas de solos com pasta de material passante na peneira de 0,42mm em anéis de aço inox de 20mm de diâmetro e 5mm de altura. A moldagem é feita com a pasta de solo produzida a partir de cerca de 100g de solo colocado sobre uma placa de vidro esmerilhado, adicionando-se água e efetuando-se a espatulação. Após, as pastilhas de solo passam por secagem a temperatura ambiente por 24h e então são feitas medições de diâmetro das pastilhas por paquímetro. Originalmente, o método indica secagem em estufa a 60° C por 12 horas. Devido à falta de uma estufa exclusiva para realização do ensaio, escolheu-se pela secagem ao ar livre. Em seguida, as pastilhas são submetidas à

saturação por água por 2h e posteriormente é medida a penetração de uma agulha padrão de 1,3mm e peso total de 10g com auxílio de um penetrômetro.

Para cada solo em estudo, foram moldadas cinco pastilhas. A Figura 6 mostra as pastilhas após a medição da contração.



Figura 6. Pastilhas após medição da contração

Já a Figura 7 mostra as pastilhas posicionadas no penetrômetro para medir a penetração.



Figura 7. Pastilhas de solo e penetrômetro

A partir do ensaio, se obtém dois parâmetros classificatórios, a contração ( $C_t$ ) e a penetração. O valor de contração é



correlacionado com o coeficiente  $c'$  da classificação MCT.

Assim, para determinação dos grupos da classificação geotécnica MCT de uma maneira expedita, realizaram-se ensaios pelo Método Expedito das Pastilhas. Desta forma, é possível comparar a classificação realizada pela metodologia MCT com a classificação realizada por este método.

### 3. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

#### 3.1 Metodologia MCT

Os índices de classificação obtidos a partir dos ensaios Mini-MCV e Perda de Massa por Imersão são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2. Índices classificatórios da classificação MCT

Amostras	Índices classificatórios		Classificação MCT
	$c'$	$e'$	
IJ	2,06	0,90	LG'
CA 1	1,29	0,92	LA'
CA 2	1,16	1,55	NS'
BOT 1	0,44	1,65	NA
BOT 2	1,07	1,34	NA'
CAT 1	-	-	NA
CAT 2	-	-	NA
SC 1	1,55	0,68	LG'
SC 2	1,94	1,92	NG'
ALE 1	1,33	1,36	NS'
ALE 2	1,62	1,27	NG'
PT 1	1,16	1,43	NS'

PT 2	1,42	0,98	LA'
RS	1,77	0,90	LG'
TR	2,06	0,69	LG'

A Figura 8 mostra o ábaco da classificação MCT com a indicação da posição dos solos em estudo.

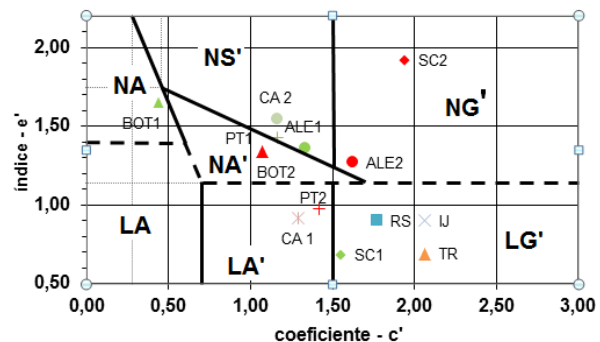


Figura 8. Ábaco da classificação MCT com a indicação da posição dos solos estudados

Analisando os resultados, é possível perceber que, das quinze amostras, seis são classificadas como solos de comportamento laterítico, sendo os solos IJ, SC 1, RS e TR de comportamento laterítico argiloso (LG') e os solos CA 1 e PT 2 de comportamento laterítico arenoso (LA'). Tais solos apresentam alta capacidade de suporte e baixa perda de massa por imersão. Assim, são considerados adequados para uso em pavimentação, seja como subleito, reforço de subleito, base, aterro compactado e até como revestimento primário.

Enquanto isso, as outras nove amostras são classificadas como solos de comportamento não laterítico. Os solos da formação Caturrita (CAT 1 e CAT 2), que não atingiram o patamar de compactação inicial no Mini-MCV e o solo BOT 1 são considerados areias não lateríticas (NA). A amostra BOT 2 é classificada como solo não laterítico arenoso (NA'). As amostras CA 2, PT 1 e ALE 1 são enquadrados como solos não lateríticos siltosos (NS'), enquanto que as amostras SC 2

e ALE 2 são considerados não lateríticos argilosos (NG'). Todas estas amostras foram classificadas como materiais não lateríticos devido ao elevado índice classificatório e' associado ao índice c'.

### 3.2 Método das Pastilhas

No método das pastilhas, foram determinados os parâmetros de contração (Ct) e penetração. O valor de contração diametral (Ct) é correlacionado com o coeficiente c' da Classificação MCT, através das Eq. (2) e Eq. (3).

- Para valores de contração entre 0,1 e 0,5 mm:

$$c' = \frac{\log_{10} C_t + 1}{0,904} \quad (2)$$

- Para valores iguais ou superiores a 0,6mm

$$c' = \frac{\log_{10} C_t + 0,7}{0,5} \quad (3)$$

A Tabela 3 apresenta os valores obtidos nos ensaios.

Tabela 3. Índices obtidos no Método das Pastilhas

Amostras	Índices classificatórios		Classificação Método das Pastilhas
	c'	Penetração	
IJ	2,07	0,31	LG'
CA 1	1,93	0,23	LG'
CA 2	1,76	4,56	NG'
BOT 1	0,48	4,91	NA-NS'
BOT 2	1,07	4,14	NS'/NA'
CAT 1	0,34	4,78	NA-NS'

CAT 2	0,47	4,45	NA-NS'
SC 1	1,73	0,57	LG'
SC 2	1,91	2,79	NG'
ALE 1	1,59	5,15	NS'-NG'
ALE 2	1,75	2,37	NG'
PT 1	1,06	5,14	NS'/NA'
PT 2	1,28	1,47	LA'
RS	1,72	1,24	LG'
TR	1,72	1,71	LG'

A Figura 9 ilustra o ábaco da classificação do Método das Pastilhas com a distribuição das quinze amostras.

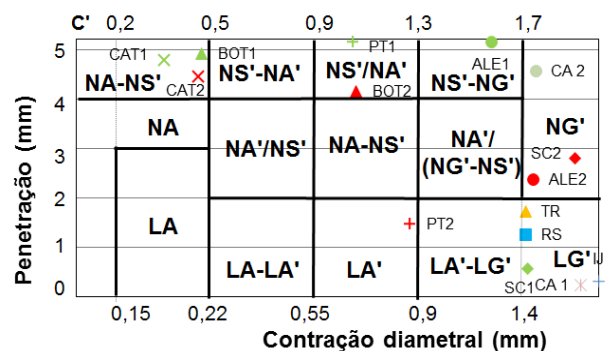


Figura 9. Ábaco com a classificação do Método das Pastilhas dos solos estudados

Com a utilização do Método das Pastilhas, as mesmas seis amostras foram classificadas novamente como solos de comportamento não laterítico. Cinco delas foram classificadas nos mesmos grupos da MCT (IJ, SC 1, PT 2, RS e TR). A única diferença foi no solo CA 1, que passou a ser classificado como arenoso (LA').

Já entre os solos de comportamento não laterítico é possível perceber que os solos classificados como NA pela Metodologia MCT são classificados como NA-NS' pelo método das pastilhas. A amostra CA 2, antes

classificada como NS', agora está enquadrada como NG'. As amostras BOT 2 e PT 1 são classificadas no mesmo grupo de solos (NS'/NA') e a amostra ALE 1 é enquadrada como NS'-NG'. Os solos SC 2 e ALE 2 foram classificados no mesmo grupo em ambas classificações (NG').

Analisando os índices classificatórios deste método, é possível verificar que, entre os solos de comportamento laterítico, os classificados como LG' são os que possuem maiores valores de contração. Ou seja, apresentam maior deformabilidade que o solo classificado como LA'. Além disso, foi constatado que os solos de comportamento não laterítico em geral apresentaram menores valores de contração e maiores valores de penetração em comparação com os de comportamento laterítico. Os menores valores de penetração, índice relacionado a resistência do material, foram encontrados nos solos classificados como de comportamento laterítico. Isso evidencia que o Método das Pastilhas pode ser utilizado para avaliar a resistência do material aplicado em obras de pavimentação.

### 3.3 Comparação entre os dois métodos

A análise dos resultados dos ensaios realizados com os quinze solos em estudo apresentou uma concordância entre os resultados da Classificação MCT e do Método das Pastilhas. Tal concordância fica evidente no que diz ao comportamento laterítico e não laterítico desses materiais. A Tabela 4 apresenta uma comparação entre os resultados obtidos em ambas as classificações e a concordância entre elas.

Tabela 4. Comparação entre as duas metodologias de classificação utilizadas

Amostra	Classif. MCT	Classif. Método das	Concordância
---------	--------------	---------------------	--------------

Pastilhas			
IJ	LG'	LG'	SIM
CA 1	LA'	LG'	EM PARTE
CA 2	NS'	NG'	EM PARTE
BOT 1	NA	NA-NS'	SIM
BOT 2	NA'	NS'/NA'	SIM
CAT 1	NA	NA-NS'	SIM
CAT 2	NA	NA-NS'	SIM
SC 1	LG'	LG'	SIM
SC 2	NG'	NG'	SIM
ALE 1	NS'	NS'-NG'	SIM
ALE 2	NG'	NG'	SIM
PT 1	NS'	NS'/NA'	SIM
PT 2	LA'	LA'	SIM
RS	LG'	LG'	SIM
TR	LG'	LG'	SIM

## 4. CONCLUSÕES

Das quinze amostras estudadas, duas apresentaram concordância apenas em parte entre as duas classificações (CA 1 e CA2). Todas as outras treze amostras estudadas apresentaram concordância entre as duas metodologias. Através dessa comparação, podemos verificar que o Método das Pastilhas pode ser empregado com eficiência para classificar solos tropicais. Isso significa que as

propriedades geotécnicas que interessam nas obras de pavimentação podem ser avaliadas de forma adequada com a utilização desta técnica simples, rápida e de baixo custo.

## 5. REFERÊNCIAS

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Norma DNER-CLA 259/96: Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos-de-prova compactados em equipamento miniatura.** Rio de Janeiro, 1996. 6 p.

\_\_\_\_\_. **Norma DNER - ME 256/94: Solos compactados com equipamento miniatura – Determinação da perda de massa por imersão.** Rio de Janeiro, 1994b. 6 p.

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

NOGAMI, J. S.; COZZOLINO, V. M. N. A identificação de solos tropicais: dificuldades e proposta de um método preliminar. In: 20ª Reunião Anual de Pavimentação. **Anais...** [S.l.:s.n.]. Fortaleza, CE, 1985. p.113-134.

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

\_\_\_\_\_. Identificação expedita dos grupos da classificação MCT para solos tropicais. In: X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. **Anais...** [S.l.:s.n.]. Foz do Iguaçu, PR, 1994.

## **ESTUDO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE EM MISTURAS ASFÁLTICAS EMPREGANDO O ENSAIO FLOW NUMBER COM DIFERENTES GRANULOMETRIAS E LIGANTES ASFÁLTICOS**

### **Valdir dos Santos Barboza Junior**

Mestrando do Programa de Pós-Graduação da Universidade Federal de Santa Maria

Email: valdirbarbozajr@gmail.com

### **Bethania Machado Correa**

Acadêmica do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria

Email: bethania.machadocorrea@gmail.com

### **Silvio Lisboa Schuster**

Mestrando do Programa de Pós-Graduação da Universidade Federal de Santa Maria

Email: silviolschuster@gmail.com

### **Fernando Dekeper Boeira**

Doutorando do Programa de Pós-Graduação da Universidade Federal de Santa Maria

Email: fernando.d.boeira@gmail.com

### **Cleber Faccin**

Mestrando do Programa de Pós-Graduação da Universidade Federal de Santa Maria

Email: crfaccin@gmail.com

### **Luciano Pivoto Specht**

Professor do Programa de Pós-Graduação da Universidade Federal de Santa Maria

Email: luspecht@ufsm.br

### **Resumo**

*Uma das formas de defeitos mais recorrentes nos pavimentos asfálticos é a deformação permanente. Esta patologia pode ser verificada por meio de ensaios executados em laboratório para analisar o comportamento de concretos asfálticos, quanto à deformação permanente. Este estudo tem como finalidade demonstrar formas de melhorar a resistência deformação permanente em misturas asfálticas alterando o tipo de ligante asfáltico, faixa granulométrica e o volume de vazios nos primeiros . Foram realizadas coletas em duas jazidas localizadas na cidade de Santo Ângelo-RS e Sarandi-RS. Foram realizados ensaios laboratoriais para verificar as características destes agregados. Neste trabalho, foram empregadas a faixa granulometria “C” do DNIT e faixa granulometria “B” do DAER-RS. Para as*

*misturas asfálticas foram realizados os ensaios de Flow Number que avalia a suscetibilidade da mistura asfáltica quanto à deformação permanente. Percebeu-se que misturas asfálticas compostas pelo ligante AMP 60/85 e faixa “C” do DNIT, apresentaram os melhores resultados quando comparados as demais misturas asfálticas.*

**Palavras-chave:** Mistura asfáltica, Deformação permanente, Flow Number.

### **1. INTRODUÇÃO**

As rodovias brasileiras são o principal meio de transporte de cargas do país. Apesar disso, segundo a Pesquisa CNT 2016, só 12,2% das rodovias brasileiras encontram-se pavimentadas, e dentre estas apenas uma pequena parte possui revestimento em concreto asfáltico. O revestimento asfáltico

deve proporcionar ao usuário conforto, segurança e economia.

Nos últimos anos, devido ao crescimento da economia, houve um aumento da frota de veículos comerciais, caminhões e ônibus. O aumento das cargas destes acarreta na aceleração da degradação dos pavimentos.

Uma das principais consequências destas degradações são as deformações permanentes. Estes defeitos decorrem da solicitação elevada do pavimento, principalmente em temperaturas elevadas, e consistem em depressões longitudinais nas trilhas de roda.

Este trabalho possui como objetivo avaliar a resistência de misturas asfálticas à deformação permanente utilizando o ensaio uniaxial de carga repetida com diferentes faixas granulométricas, ligantes asfálticos e volume de vazios.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Deformação permanente

A deformação permanente pode ser definida como depressões longitudinais que aumentam com as cargas repetidas impostas pelo tráfego de veículos (MAHMOUD E BAHIA, 2004).

Segundo Bernucci et al. (2010), a deformação permanente é um dos defeitos mais detectados em pavimentos asfálticos, pode ocorrer no pavimento asfáltico (deformação não estrutural) ou nas camadas adjacentes (deformação não estrutural). Este problema também é chamado de Afundamento de Trilha de Roda (ATR), e é definida pelo armazenamento de pequenas parcelas de deformação plástica provocado por carregamentos recorrente ao longo do tempo no pavimento asfáltico.

Para Merighi e Fortes (2003), o desenvolvimento da trilha de roda é baseado no aumento de aplicações da carga e é causado por uma combinação das características da

mistura asfáltica, das condições climáticas e do tráfego (carga e número de solicitações).

### 2.2 Flow Number

O Flow Number (FN), também conhecido como ensaio Creep Dinâmico (Ensaio Uniaxial de carga repetida), avalia o efeito das deformações permanentes em misturas asfálticas avalia a suscetibilidade das misturas a restituir as deformações permanentes. É executado a uma temperatura constante de 60°C, onde o corpo de prova sofre um carregamento de 204kPa durante 0,1s e possibilita que a amostra repouse por 0,9 s.

Quando se analisa um gráfico da deformação plástica acumulada versus número de ciclos de um ensaio de FN, verifica-se a presença de três zonas: primária, secundária e terciária. Na Zona primária acontece uma acomodação, na secundária deformação plástica e na terciária, cisalhamento com volume constante (ALMEIRA JÚNIOR, 2016). A Fig.1 apresenta um exemplo de gráfico do FN.

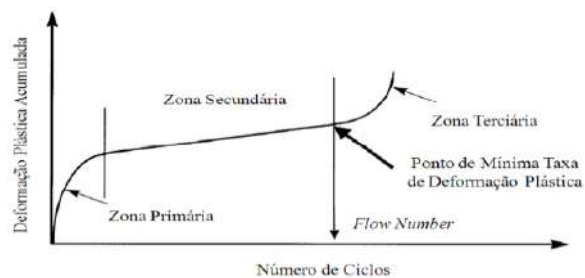


Figura 1. Exemplo de gráfico gerado no ensaio de FN. Fonte Budny (2012)

Quanto maior for o FN, maior é a possibilidade da mistura resistir à deformação permanente (WITCZAK et al, 2002).

Além do valor do FN, outros dois parâmetros podem ser levados em consideração ao término do experimento: a mistura atinge 10.000 ciclos ou a mistura asfáltica atinge 2% de deformação, para



ensaios não confinados, e 5% de deformação para ensaios confinados (DONGRÈ et al., 2009).

### 3. METODOLOGIA

#### 3.1 Materiais

Os agregados utilizados nesta pesquisa são provenientes de dois municípios, Santo Ângelo – RS e Sarandi – RS. A pesquisa foi realizada no laboratório de materiais de

construção civil da Universidade Federal de Santa Maria.

Para os agregados de Santo Ângelo, foram utilizadas a Faixa B do DAER-RS (Norma DAER-ES-P 016/91) e Faixa C do DNIT (norma DNIT 031/2006-ES). Para o Sarandi foi empregado à Faixa B do DAER-RS

Os ligantes asfálticos utilizados foram o CAP 50/70 (convencional) e o CAM 60/85 modificado com polímero.

Os agregados empregados no estudo foram submetidos a ensaios de caracterização descritos na Tabela 1.

Tabela 1. Ensaios executados nos agregados da pesquisa.

Ensaios realizados nos agregados			
Propriedades	Norma	Sarandi	Santo Ângelo
Densidade real (g/cm <sup>3</sup> )		2,98	3,05
Densidade aparente (g/cm <sup>3</sup> )	DNER-ME 195/97	2,91	2,95
Densidade efetiva (g/cm <sup>3</sup> )		2,95	3,02
Absorção (%)		1,90	1,21
Desgaste ou Perda à Abrasão	DNER-ME 035/98	21,30	14,66
Sanidade (%)	DNER-ME 089/94	1,22	3,01
Equivalente de areia	DNER-ME 054/97	60,80	67,80

#### 3.2 Dosagem

Para as dosagens das misturas asfálticas foram utilizados a metodologia Marshall (DNER- ME 043/95).

Os valores dos teores de ligante estão descritos na Tabela 2.

Tabela 2. Teores de ligantes asfálticos

Material	Ligante	Teor de ligante (%)
Santo Ângelo	CAM 60/85	5,10
Ângelo	CAP 50/70	4,80
Sarandi	CAM 60/85	5,00
	CAP 50/70	4,90

As composições granulométricas das misturas asfálticas estão demonstradas nas Fig. 2,3 e 4 .

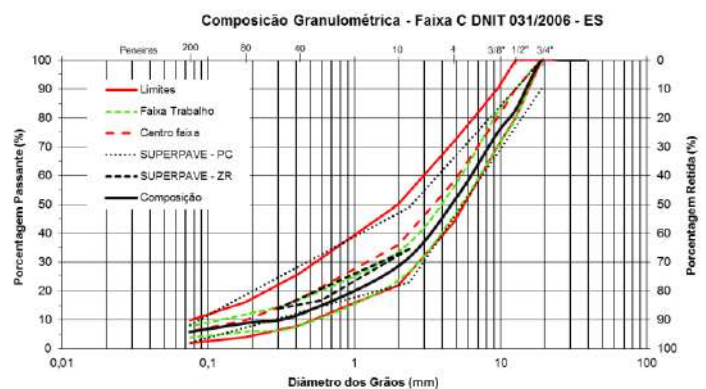


Figura 2. Sto Ângelo - “Fx C - DNIT”

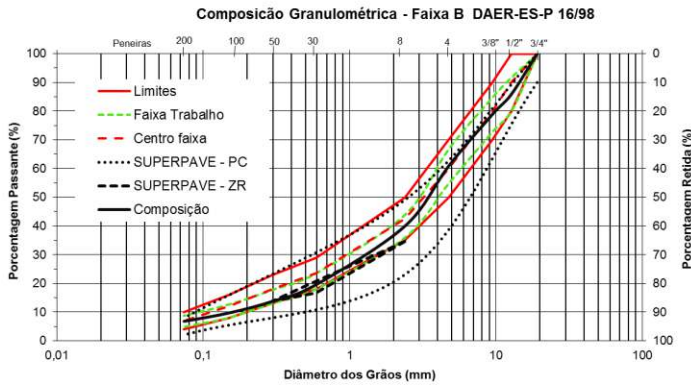


Figura 3. Sto. Ângelo - “Fx B - DAER”

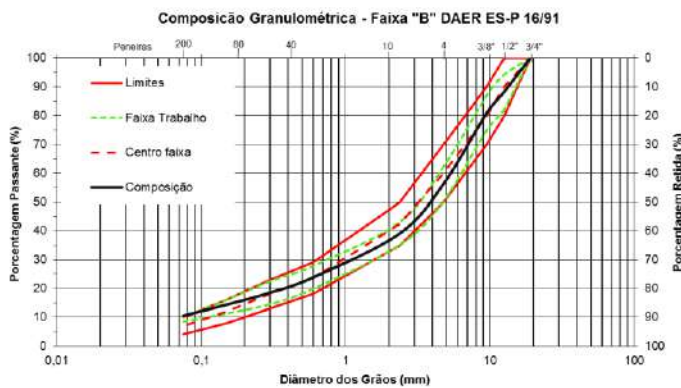


Figura 4. Sarandi - “Fx B - DAER”

### 3.3 Flow Number

O ensaio de Flow Number (FN) é utilizado para avaliar a resistência da mistura asfáltica à deformação permanente. No Brasil, o ensaio é descrito pela norma ABNT NBR 16505:2016 - Misturas asfálticas - Resistência à deformação permanente utilizando o ensaio uniaxial de carga repetida. Porém, o ensaio foi realizado seguindo a norma americana AASHTO TP 79-12, pois a norma brasileira não estava concluída. A norma AASHTO TP 79-15 não foi utilizada, pois quando foram realizados os primeiros ensaios a norma não estava em vigor.

A prensa UTM-25, apresentada na Fig. 5 o software UTS014 - Asphalt Permanent

Deformation Test foram utilizados na realização do ensaio. O experimento foi executado na temperatura de 60°C, e com uma tensão de 204 KPa, com tempo de aplicação da carga de 0,1s e tempo de repouso 0,9s.

Os ensaios de FN foram realizados em amostras com Volume de vazios (Vv) com 7% conforme a norma AASHTO TP 79-12 e também em amostras com Vv de 4% para fins de comparação.



Figura 5. Prensa UTM-25 disponível no LMCC da UFSM.

### 4. RESULTADO

Para o ensaio de Flow Number (FN), os resultados referentes aos agregados do município de Santo Ângelo – RS estão apresentados nas Tabela 3 e 4.

Tabela 3. Resultado do FN com Vv de 7%  
Santo Ângelo – 7%

Ligante	Faixa Granulométrica	FN
CAM 60/85	Fx "C" - DNIT	1457
CAM 60/85	Fx "B" - DAER	532
CAP 50/70	Fx "B" - DAER	185
CAP 50-/70	Fx "C" DNIT	174

A mistura com o ligante CAM 60/85 – Fx “C” DNIT apresentou o maior valor de FN entre as misturas com Vv de 7%.

As Tabelas 5 e 6 apresentam os resultados obtidos no Flow Number para os agregados provenientes do município de Sarandi – RS.

Tabela 4. Resultado do FN com Vv de 4%

Santo Ângelo – 4%

Ligante	Faixa Granulométrica	FN
CAM 60/85	Fx "C" - DNIT	5064
CAM 60/85	Fx "B" - DAER	3594
CAP 50/70	Fx "B" - DAER	428
CAP 50-/70	Fx "C" - DNIT	382

A mistura CAM 60/85 – Fx “C” DNIT apresentou o melhor resultado de FN para um Vv de 4% e para o Vv de 7%. Logo, esta mistura apresenta o maior valor de FN dentre as ensaiadas

A partir dos resultados obtidos do ensaio de FN é possível realizar relações entre Vv 4% e 7%, CAM 60/85 e CAP 50/70 e entre as faixas granulométricas.

A maior relação verificada no estudo foi entre os ligantes asfálticos. Foi possível analisar que a mistura composta por CAM 60/85, Vv de 7% - faixa “C”-DNIT possui um FN 8,36 vezes maior que a mesma mistura com ligante asfáltico CAP 50/70. Esse valor é ainda maior quando analisada as mesmas misturas com Vv de 4%, essa relação aumenta para 13,27 vezes.

Ao analisar a relação entre o Vv de 4% e 7% foi constatado que a maior diferença ocorre nas misturas compostas por CAM 60/85 – Fx “B” DAER. A mistura com Vv de 4% é 6,76 vezes maior que a mesma mistura com Vv de 7%.

Os valores dos resultados da relação Fx “C”-DNIT com a Fx”B”-DAER foram menores se comparados as demais relações. A maior delas foi averiguada entre as misturas CAM 60/85- Vv de 7% - Fx “C”DNIT e CAM 60/85- Vv de 7% - Fx “B”DAER que foi na ordem de 2,74 vezes

Tabela 5. Resultado do FN com Vv de 7%

Sarandi – 7%

Ligante	Faixa Granulométrica	FN
CAM 60/85	Faixa "B" - DAER	369
CAP 50/70	Faixa "B" - DAER	68

A mistura asfáltica composta de CAM 60/85 apresentou o maior valor de FN entre as duas misturas analisadas com o material oriundo de Sarandi para um Vv de 7%. Todas as misturas de Sarandi se encaixam na faixa B do DAER-RS.

Tabela 6. Resultado do FN com Vv de 4%

Sarandi– 4%

Ligante	Faixa Granulométrica	FN
CAM 60/85	Faixa "B" - DAER	1080
CAP 50/70	Faixa "B" - DAER	294

Os resultados obtidos com o Vv de 4%, demonstraram que a mistura composta pelo CAM 60/85 apresenta um maior FN quando comparado à mistura com o CAP 50/70.

A partir dos dados obtidos dos ensaios, foi possível estabelecer relações entre a variação do Vv 4% e 7% e os ligantes asfálticos.

A mistura asfáltica composta pelo CAM 60/85 com Vv de 4% apresentou um valor de FN 4,32 maiores que a mesma mistura com Vv de 7%.

Ao comparar as amostras compostas pelo ligante CAM 60/85 Vv de 7% com as misturas constituídas pelo ligante CAP 50/70 de mesmo Vv, é possível constatar que a mistura com o ligante modificado apresenta FN 5,43 vezes maior que a mistura composta pelo

ligante convencional. Para o Vv de 4%, essa relação é de 3,46 vezes.

A Fig.6 apresenta o resumo dos resultados.

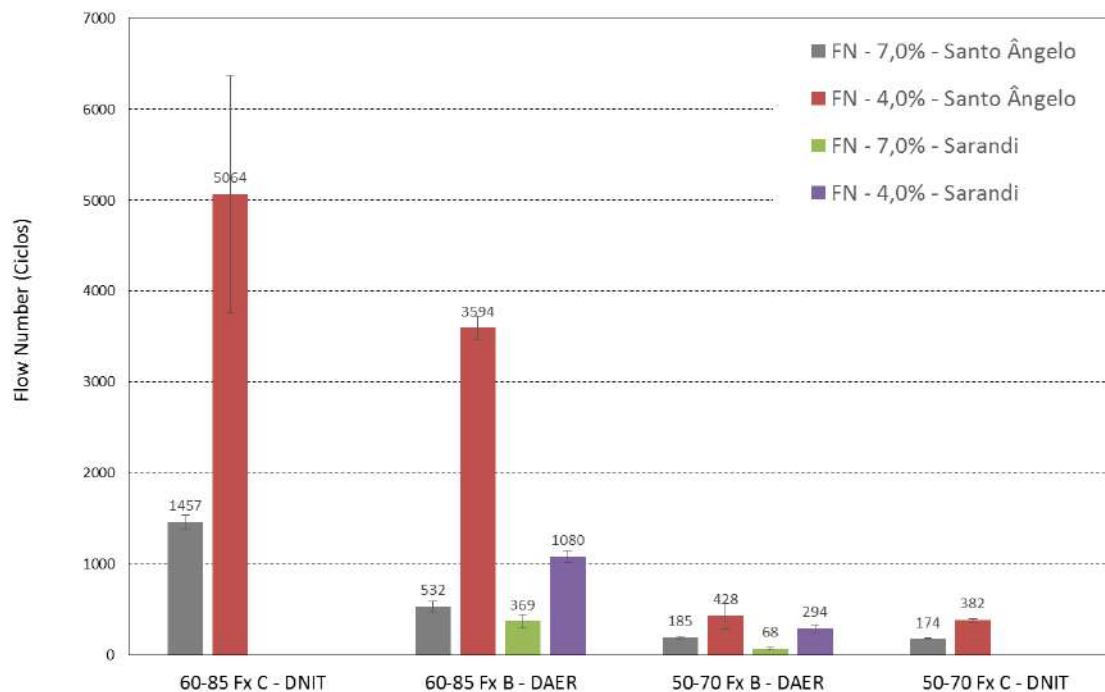


Figura 6. Resumo dos resultados de FN

## 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Esta pesquisa possibilitou verificar a deformação permanente em misturas asfálticas compostas por agregados oriundos das cidades de Santo Ângelo-RS e Sarandi-RS por meio do ensaio FN.

A partir dos resultados das amostras da cidade de Santo Ângelo-RS, foram realizadas correlações entre os resultados de FN. Estas permitiram visualizar que, apenas mudando o tipo de ligante asfáltico, faixa granulométrica e Vv, os resultados de FN variam de forma considerável. As amostras compostas com o ligante CAM 60/85 demonstraram os maiores valores de FN. Quando o tipo de ligante foi alterado de convencional para modificado, os resultados de FN variaram 2,88 a 13,27 vezes

em relação às misturas com o ligante convencional.

Quando se observa a relação entre o Vv de 4% sobre 7%, a diferença entre os resultados os valores de Vv 4% e 7% é entre 2,19 a 6,76 vezes.

A menor diferença entre os resultados de FN ocorre quando se compara a faixa granulométrica “C” do DNIT com a faixa granulométrica “B” do DAER-RS. As misturas compostas da faixa do DNIT e ligante modificado são entre 1,41 e 2,74 maiores que as amostras constituídas da faixa do DAER-RS, mas quando se analisa apenas as misturas com o ligante CAP 50/70 os resultados obtidos com Fx “B” DAER-RS são melhores que a faixa do DNIT.

Nas misturas de Sarandi-RS, foram analisadas as variações do ligante asfáltico e o Vv. Em relação ao ligante asfáltico, ocorrendo a mudança do ligante convencional pelo modificado, os valores de FN variaram entre 3,68 e 5,43 vezes.

Pode-se verificar que relação entre o Vv de 4% sobre 7%, a diferença entre os valores de Vv 4% e 7% são entre 2,93 para o CAP 50/70 e 4,32 para o CAM 60/85.

Por meio das análises foi possível verificar a variação dos resultados de FN. Este trabalho permite concluir que, mudando o ligante asfáltico convencional pelo modificado, a resistência à deformação permanente aumenta. Além disso, fatores como o tipo de faixa granulométrica e o Vv influenciam na resistência à deformação permanente.

## 6. REFERÊNCIA

AASHTO, 2001, **Determining the Dynamic Modulus and Flow Number for HMA Using the Asphalt Mixture Performance Tester (AMPT)**. American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO TP 79-12, Washington, D. C.

ALMEIDA JÚNIOR, P. O. B. **Comportamento mecânico de concretos asfálticos com diferentes granulometrias, ligantes e métodos de dosagem**. Dissertação (Mestrado) em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2016.

BERNUCCI, L.; MOTTA, L. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. In: **Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros**. Rio de Janeiro: Petrobrás: ABEDA, 2010. 504 p. Incluindo Bibliografia. Patrocínio Petrobrás.

BUDNY, J. **Avaliação do comportamento mecânico de misturas asfálticas mornas**. 2012. 155 p. Dissertação (Mestrado em

Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA E RODAGEM. **DNER-ME 035/98: Agregados – Determinação da abrasão Los Angeles**. Rio de Janeiro, 1998.

\_\_\_\_\_. **DNER-ME 054/97: Equivalente de areia**. Rio de Janeiro, 1997.

\_\_\_\_\_. **DNER ME 195/97: Agregados – Determinação da massa**. Rio de Janeiro – RJ, 1997.

\_\_\_\_\_. **DNER ME 089/94: Agregados: Avaliação da Durabilidade pelo Emprego de Soluções de Sulfato de Sódio ou de Magnésio**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro (RJ), 1994.

DNIT - Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. **Pavimentos Flexíveis: Concreto Asfáltico: Especificação de Serviço**: DNIT 031/2006 - ES. Rio de Janeiro, 2006.

DONGRÈ, R.; D' ANGELO., COPELAND, A. Refinement of flow number as determined by the asphalt mixture performance tester for use in routine QC/QA practice. Transportation Reserarch Board, Washigton, D.C.

MAHMOUD, A. F. F.; BAHIA, H. **Using the gyratory compactor to measure mechanical stability of asphalt mixtures**. Wisconsin highway research program 0092-01 -02, Madison, Wisconsin, EUA, 2004.

MERIGHI, J. V. E FORTES, R. M. O Ensaio de Creep Estático - Uma Ferramenta Para Avaliação do Desempenho de Misturas Asfálticas Quanto à Deformação Permanente.

12ª Reunião  
de Pavimentação Urbana. Aracaju, SE, 2003.

WITCZAK, M. W.; KALOUSH, K.;  
PELLINEN, T.; EL-BASYOUNY, M. e Von  
Quintus, H. **Simple performance test for  
superpave mix design.** NCHRP Report 465.  
National Research Council, Transportation  
Research Board. Washington, D.C, 2002.



## ESTUDO SOBRE A VIABILIDADE DA UTILIZAÇÃO DE RCC EM BASE DE PAVIMENTAÇÃO ASFÁLTICA FLEXÍVEL

**Joice Moura da Silva**

Acadêmica do Curso de Engenharia Civil da UNIJUÍ/RS  
joice.moura@hotmail.com

**Lucas Carvalho Vier**

Acadêmico do Curso de Engenharia Civil da UNIJUÍ/RS  
lucascarvalho051@gmail.com

**Dr. André Luiz Bock**

Professor do Curso de Engenharia Civil e Arquitetura da UNIJUÍ/RS  
andre.bock@unijui.edu.br

**Camila Taciane Rossi**

Acadêmica do Curso de Engenharia Civil da UNIJUÍ/RS  
camilatacianerossi@hotmail.com

**Raissa Francieli Hammes**

Acadêmica do Curso de Engenharia Civil da UNIJUÍ/RS  
raissa.hammes@gmail.com

**Resumo.** *A reciclagem de resíduos é incentivada mundialmente e nos últimos anos vem ganhando um destaque especial, devido a questões políticas, econômicas e principalmente ecológicas. O presente artigo apresenta um estudo sobre a viabilidade da utilização de resíduos da construção civil em bases de pavimentos flexíveis, assim como o comportamento destes agregados junto ao pavimento. Como uma análise preliminar, será adotada a faixa A do DNIT para determinação da composição granulométrica a ser utilizada. Será realizada uma comparação dos resultados de compactação, Proctor Normal e Modificado e posteriormente a determinação do CBR (California Bearing Ratio) com normas existentes e suas exigências. Foi possível concluir, através deste estudo prévio, que o agregado pesquisado não atendeu aos requisitos mínimos exigidos de resistência (CBR), porém sugere-se estudos posteriores para a realização de adequação do material através de adição de cimento Portland para estabilização química a fim de melhorar o comportamento do agregado.*

**Palavras-chave:** *Resíduos da Construção Civil. Ensaios. Pavimentação.*

### 1. INTRODUÇÃO

Fica cada vez mais evidente que existem problemas que necessitam de solução urgente, principalmente no que diz respeito aos meios urbanos e ao gerenciamento dos resíduos por ele gerado.

Diante disso, uma política que vise a gestão sustentável de resíduos sólidos urbanos deve privilegiar a diminuição da geração de resíduos na fonte. Quando tal redução não for possível, ou seja, quando existir a geração, deve-se então buscar a reciclagem ou a reutilização.

Segundo Andere e Santos (2008), o poder público deve estimular a reciclagem, considerando-se o potencial que existe em produzir novos materiais/produtos a partir dos resíduos sólidos oriundos da indústria da construção. Um processo de reciclagem de qualidade requer um resíduo de qualidade, o que implica segregar os resíduos junto à fonte

geradora, ou seja, nos próprios canteiros de obra.

### 1.1 Contexto

Para afirmar a necessidade da busca por melhores alternativas de disposição dos resíduos gerados pela construção civil, o Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA), criou a resolução nº 307, de 5 de julho de 2002. Nela são consideradas a implementação de diretrizes para a efetiva redução de impactos ambientais, a não disposição de resíduos em locais inadequados e a representatividade desta geração. (BRASIL, 2002).

Buscando outra melhoria para o país, o Governo Federal criou no ano de 2001, a Lei 10.233, que tem como principais diretrizes a criação do Sistema Nacional de Viação (SNV), que é constituído pela infraestrutura viária e pela estrutura operacional dos diferentes meios de transporte de pessoas e bens (BRASIL, 2001).

Segundo Brasil (2001), em seu capítulo II, artigo 4º, são objetivos essenciais do Sistema Nacional de Viação:

- I – dotar o País de infraestrutura viária adequada;
- II – garantir a operação racional e segura dos transportes de pessoas e bens;
- III – promover o desenvolvimento social e econômico e a integração nacional.

§ 1o Define-se como infraestrutura viária adequada a que torna mínimo o custo total do transporte, entendido como a soma dos custos de investimentos, de manutenção e de operação dos sistemas.

§ 2o Entende-se como operação racional e segura a que se caracteriza pela gerência eficiente das vias, dos terminais, dos equipamentos e dos veículos, objetivando tornar mínimos os custos operacionais e,

conseqüentemente, os fretes e as tarifas, e garantir a segurança e a confiabilidade do transporte.

Mesmo com uma Lei que busca conferir ao país uma infraestrutura viária adequada, faz-se necessária a busca por alternativas economicamente viáveis e sustentáveis que possam suprir esta necessidade.

Diante de duas leis que definem melhores condições para a sociedade, uma através da destinação adequada dos resíduos gerados pela construção civil e outra que garante melhores condições do sistema nacional viário, será apresentado nesta pesquisa estudos que possam constatar a possibilidade da utilização dos resíduos em bases e sub-bases de pavimentação asfálticas, assim como o comportamento destes agregados junto ao pavimento.

### 1.2 Problema

Embora o ramo da construção civil tenha apresentado uma diminuição em suas atividades nos últimos anos, ainda é o principal consumidor de recursos naturais e também o principal gerador de resíduos. Mesquita (2012) estima que 20 a 50% de recursos naturais sejam consumidos pela sociedade e que o entulho chegue a representar 60% dos resíduos sólidos urbanos.

Desta forma é imprescindível que sejam adotadas alternativas para destinação e reutilização destes materiais. O total de geração de resíduos varia de 163 a mais de 300 quilos por habitante/ano (PINTO, 2005).

De acordo com Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais (ABRELPE, 2014), o depósito de resíduos sólidos em locais inadequados é um dos piores impactos causados ao meio ambiente, pois estes contaminam diretamente o solo, as águas, o ar e, pior do que tudo, as pessoas. Além disso trata-se de uma prática

ilegal que apresenta custos elevados para posterior controle e remediação.

A reciclagem de resíduos tem sido incentivada mundialmente, principalmente nos últimos anos, sendo esta por diversos fatores, ora políticos, econômicos e principalmente ecológicos. Ela pode minimizar os problemas com o gerenciamento dos resíduos sólidos pelos municípios, diminuir o descarte em locais inadequados, aumentar a vida útil dos aterros e ainda reduzir os custos com o gerenciamento de resíduos (LEITE, 2001).

De acordo com Leite (2001), apud Pera (1996), para que um novo produto possa ser aceito no mercado é imprescindível que sejam conhecidos aspectos químicos, físicos e tecnológicos no que diz respeito aos resíduos e é necessário ainda avaliar o impacto ambiental. Dentre os principais impactos estão a contaminação do solo, geração de poluição, contaminação química da água ou do solo, entre outros.

## **2. A CRIAÇÃO E O DIAGNÓSTICO ATUAL DAS ESTRADAS NO BRASIL**

Segundo Santiago (1976), o Império Romano é o grande responsável pela criação de uma extensa rede de caminhos pavimentados, que ligam todas as regiões do continente europeu, o que tornou o controle, o abastecimento, o comércio e a mobilidade bem mais fáceis.

Já no Brasil, a criação das estradas deram-se a partir do final do século XVII e início do século XIX, por iniciativa do governador da capitania de São Paulo, Bernardo José de Lorena e sob a supervisão de engenheiros da Escola de Fortificações de Lisboa (BALBO, 2007).

De acordo com Carneiro (2009), nas décadas de 1940 e 1950 a construção das rodovias recebeu grande impulso devido a três fatores principais que foram: a criação do Fundo Rodoviário Nacional, a fundação da

Petrobrás e a implantação da indústria automobilística.

Mesmo após todo este período de criação das primeiras estradas no Brasil, o país ainda tem uma extensa quantidade de estradas a serem pavimentadas, ou ainda, as que já foram pavimentadas apresentam-se em situação calamitosa. Segundo pesquisa da Confederação Nacional de Transportes (CNT), apenas 12,4% das rodovias são pavimentadas, 78,6% não são pavimentadas e 9% são rodovias planejadas para pavimentação, sendo que parte dessas rodovias pavimentadas são consideradas inadequadas para o tráfego de bens e pessoas (CNT, 2015).

## **3. O RAMOS DA CONSTRUÇÃO CIVIL, A GERAÇÃO DE RESÍDUOS SÓLIDOS E AS USINAS DE RECICLAGEM**

A utilização de máquinas acaba ficando reduzido apenas a obras maiores, as chamadas construções pesadas, ou seja, as pequenas obras são ainda executadas com processos manuais, o que já era feito desde os primórdios.

Segundo Brasil (2000), o Brasil é um país grande e carente de infraestrutura. A maior parte desta depende de obras como redes de esgoto e água, estradas, ferrovias e edifícios especializados. Portanto, configura-se um mercado expansível e de grande potencial.

Embora o setor tenha apresentado uma queda no crescimento nos últimos anos, há uma estimativa que volte a crescer no ano de 2017.

Diante deste cenário de crescimento estimado para o ramo, tem-se também a preocupação com a geração dos resíduos sólidos, sendo que sua destinação fica a cargo dos próprios geradores, o que nem sempre é observado nas vias públicas. De acordo com Brasil (2002), os geradores de resíduos da construção civil devem ser responsáveis pelos resíduos das atividades de construção, reforma,

reparos e demolições de estruturas e estradas, bem como por aqueles resultantes da remoção de vegetação e escavação de solos.

Segundo a Associação Brasileira para Reciclagem de Resíduos da Construção e Demolição (ABRECON), a reciclagem é a melhor alternativa para se diminuir o impacto ambiental que vem a cada dia aumentando pelo fato de sofrer com a exagerada extração de matéria prima e pela desordenada geração de resíduos. Outra questão em destaque é a importância de se estudar e realizar experiências, usufruindo de novas tecnologias e materiais alternativos para que se possa chegar a resultados em que haja o uso deste material reciclado. (ABRECON, 2015).

A Tabela 1 apresenta a quantidade de RCD (Resíduos da Construção e Demolição) coletado diariamente na Região Sul, nos anos de 2013 e 2014.

Tabela 1 - Coleta de RCD na Região Sul

Região Sul	2013	2014		
Total	RCD Coletado (t/dia)/Índice (kg/hab/dia)	População Total (hab.)	RCD Coletado (t/dia)	Índice (Kg/ha b/dia)
	16.067/0,558	29.016.114	16.513	0,569

Para que esta reciclagem seja possível e a destinação adequada seja realizada, surgiram as usinas de reciclagem de resíduos da construção e demolição (RCD). Estas usinas surgiram no Brasil a partir do ano de 1986 (MIRANDA; ANGULO; CARELI, 2009). No entanto houve uma aceleração na quantidade de usinas instaladas no ano de 2002 devido a resolução do CONAMA, já citada anteriormente (ABRECON, 2015).

Existe uma grande dificuldade na venda destes agregados, o que pode desmotivar ainda mais estas empresas. Mesmo assim, 68% dos entrevistados pela ABRECON pretendem

ampliar os negócios nos próximos 2 anos, número menor que o registrado no ano de 2013 que era de 85,7%.

A inexistência de uma legislação que incentive o consumo do RCD foi apontada como o principal motivo pela dificuldade na venda do agregado com 31%, acompanhada da falta de conhecimento do mercado e a elevada carga tributária com 26%, conforme Figura 1.

Figura 1 - Principais causas de dificuldade na venda do agregado



#### 4. MANEJO E DESTINAÇÃO DE RCC E RCD

A definição de estratégias para minimização do uso de recursos não renováveis, economia de energia e redução de resíduos de construção, em especial, vêm sendo estimuladas por agências governamentais, instituições de pesquisa e pelo setor privado de diversos países (SILVA, 2000).

Uma fatia bem considerável do total de Resíduos Sólidos Urbanos gerados diariamente no mundo são de entulhos, principalmente os de RCC e RCD, o que pode ser verificado na Tabela 2. De forma geral, estes resíduos são tidos como de baixa periculosidade, sendo que o impacto causado se dá pelo grande volume gerado.

Tabela 2 - Estimativa de geração de RCC em alguns países

País	Quantidade Anual	
	Em milhões t/ano	Em kg/habitante/ano
Suécia	1,2 – 6	136 – 680
Holanda	12,8 - 20,2	820 – 1300
EUA	136 – 171	463 – 584
Reino Unido	50 – 70	880 – 1120
Bélgica	7,5 - 34,70	735 – 3359
Dinamarca	2,3 - 10,7	440 – 2010
Itália	35 – 40	600 – 690
Alemanha	79 – 300	963 – 3658
Japão	99	785
Portugal	3,2 - 4,4	325 - 447
<b>Brasil</b>	31	230 - 760

Segundo Pucci (2006), historicamente o manejo dos RCC esteve a cargo do poder público, que enfrentava o problema de limpeza e recolhimento destes, uma vez que eram depositados em locais inapropriados, como áreas públicas, canteiros, ruas, praças e margens de rios. De acordo com Andere e Santos (2008), no Brasil ainda existe a disposição irregular de entulho e, por consequência, esses resíduos são um problema de limpeza pública, gerando altos custos de limpeza urbana, doenças, contaminação do solo e cursos d'água, obstrução de sistemas de drenagem, entre outros. Este é outro motivo que confirma ainda mais a necessidade da destinação adequada destes resíduos.

Os resíduos sem tratamento podem ser utilizados em aterros, na própria obra ou em outras obras. Essa é a forma mais econômica de reutilização do resíduo, porém é também bastante limitada, haja vista que os serviços de aterro em uma obra não são representativos em relação aos demais serviços (ANDERE e SANTOS, 2008).

Para que seja possível verificar qual a destinação mais adequada é importante obter uma estimativa de qual é a composição média dos materiais de RCC. Tais informações são apresentadas na Tabela 3.

Tabela 3 - Composição média dos materiais de RCC de obras no Brasil (em %)

Componentes	Porcentagem
<b>Argamassa</b>	63
<b>Concreto e blocos</b>	29
<b>Outros</b>	7
<b>Orgânicos</b>	1
<b>Total</b>	<b>100</b>

Uma vez que a quantidade de RCC e RCD gerados tem em sua composição a grande maioria Argamassa e Concreto, e que este está classificado como Classe A, é indicado que o mesmo seja reutilizado ou reciclado na forma de agregado. Sendo assim, será realizado um estudo que visa analisar se estes podem ser utilizados como base ou sub-base de pavimentação asfáltica flexível.

## 5. PAVIMENTAÇÃO

O pavimento é uma estrutura que não permanece durante longo tempo, composta por camadas sobrepostas de diferentes materiais compactados a partir do subleito, adequada para atender o tráfego de forma estrutural e operacional, com o menor custo possível e por um longo tempo (BALBO, 2007).

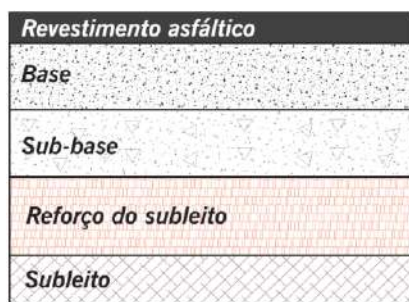
Segundo Santana (1993), pavimento é uma estrutura construída sobre a superfície obtida pelos serviços de terraplanagem com a função principal de fornecer ao usuário segurança e conforto, que devem ser conseguidos sob o ponto de vista da engenharia, isto é, com a máxima qualidade e o mínimo custo.

Bernucci et al. (2008), diz que o pavimento tem a finalidade de resistir à ação do clima, proporcionando condições adequadas para que os veículos possam trafegar em todas as estações do ano.

Além da classificação de cada tipo de pavimento, é possível denominar como será a

sua composição em camadas. Estas serão dispostas sobre o subleito do terreno, e podem ser classificadas em reforço de subleito, sub-base, base e revestimento. Os tipos de camadas e a espessura de cada uma será definida de acordo com o tráfego, e deverão ter resistência a compressão e tração na flexão (BERNUCCI et al., 2008). A Figura 2 apresenta a composição em camadas do pavimento flexível.

Figura 2 - Camadas do pavimento flexível



### 5.1 Materiais de base e sub-base

De acordo com Bernucci et al. (2008), existem alguns materiais de uso corrente no Brasil e estes são classificados segundo seu comportamento frente aos esforços, sendo eles granulares e solos, materiais estabilizados quimicamente ou cimentados e materiais asfálticos.

Os materiais granulares são aqueles que não possuem coesão e não resistem a tração. Já os materiais cimentados são materiais granulares ou solos que recebem adição de cimento, cal ou outro aditivo. E por fim as misturas asfálticas e solo-asfalto que se destinam à camada de base e classificam-se como coesivas (BERNUCCI et al. 2008).

Balbo (2007) comenta que o estudo de solos para finalidades rodoviárias no Brasil exige um conhecimento da Mecânica dos Solos tradicional, visando caracterizar a formação e o comportamento deste em um clima tropical úmido, uma vez que classificações e diretrizes tradicionais

(estrangeiras) podem não estar de acordo com o clima deste país.

Dentre os materiais mais empregados na pavimentação, de acordo com Bernucci et al. (2008) é possível realizar uma classificação mais simplificada a seguir:

Classe dos granulares e solos são: brita graduada simples (BGS) e bica ou brita corrida; macadame hidráulico; macadame a seco; misturas estabilizadas granulometricamente (estabilizadas por combinação de materiais para atender certos requisitos ou mecanicamente); solo-agregado; solo natural; solo melhorado com cimento ou cal.

Deve-se ressaltar ainda a existência de outros materiais de uso crescente em pavimentação, decorrentes de reutilização e reciclagem: escória de alto-forno; agregado reciclado de resíduo sólido de construção civil e demolições; rejeitos de extração de rochas ornamentais; mistura asfáltica fresada etc.

Os materiais cimentados mais frequentes são: brita graduada tratada com cimento (BGTC); solo-cimento; solo-cal; solo-cal-cimento; concreto rolado (CCR – concreto compactado a rolo).

As misturas asfálticas são: solo-asfalto; solo-emulsão; macadame betuminoso e base asfáltica de módulo elevado. As Figuras 3 e 4 ilustram alguns materiais mais empregados nos pavimentos asfálticos.

Figura 3 – Brita graduada simples

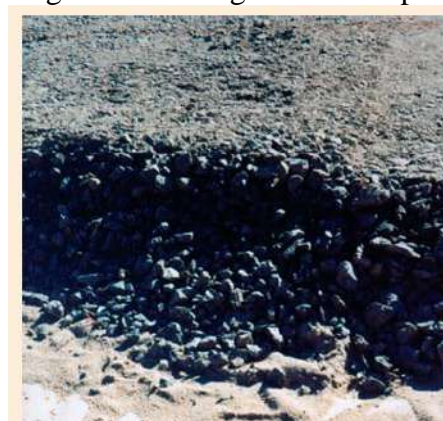




Figura 4 – Agregado reciclado de resíduo sólido



Figura 5 - Materiais utilizados.



### 6.1 Preparação do material

Inicialmente, o material recolhido na empresa foi levado ao laboratório e separado em bandejas para posterior secagem em estufa. Decorridas vinte e quatro horas (24 horas), a amostra de material foi retirada da estufa e realizada a separação de amostras através do método de quarteamento realizado primeiramente com o quarteador, conforme Figura 6.

Figura 6 - Quarteamento do material



## 6. COLETA DO MATERIAL, REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS E RESULTADOS

O Resíduo da Construção e Demolição, denominado como RCD, que foi utilizado nesta pesquisa é proveniente da empresa RESICON – Central de Triagem de Resíduos da Construção Civil do Noroeste do Estado do RS, que está localizado no município de Santa Rosa – RS, km 36,5, ERS 344.

A empresa trabalha com quatro granulometrias diferentes do material. Para a realização dos ensaios referentes à pesquisa foram utilizadas amostras do material em três granulometrias diferentes: a Brita (com granulometria entre 9,3 a 48 mm), o Pedrisco (com grãos entre 4,6 a 9,3 mm) e o Areião (com granulometria até 4,6 mm), como mostra a Figura 5.

### 6.2 Ensaio de Compactação

A norma DNIT-ES 141/2010 – Base Estabilizada Granulometricamente, estabelece que uma base estabilizada é aquela executada com a utilização do processo de estabilização granulométrica, ou seja, é um processo que busca melhorar a capacidade dos materiais, ou mistura de materiais, quando estes são

submetidos a uma energia de compactação adequada, obtendo um produto com propriedades adequadas de estabilidade e durabilidade.

Ainda conforme a norma, para que o material utilizado se enquadre nos requisitos referentes à base estabilizada, este deve apresentar certas características, dentre elas, possuir composição granulométrica que satisfaça umas das faixas de trabalho, considerando o Número N de tráfego. A Tabela 4 apresenta a composição granulométrica do material para as faixas A até D, sendo que para este estudo será analisada a faixa A.

Tabela 4 - Granulometria do material.

Tipos	Para N > 5 X 10 <sup>6</sup>			
	A	B	C	D
Peneiras				
	% em peso passando			
2"	100	100	-	-
1"	-	75-90	100	100
3/8"	30-65	40-75	50-85	60-100
N° 4	25-55	30-60	35-65	50-85
N° 10	15-40	20-45	25-50	40-70
N° 40	8-20	15-30	15-30	25-45
N° 200	2-8	5-15	5-15	10-25

O material foi peneirado e misturado de acordo com as porcentagens definidas para a Faixa A de trabalho, sendo que do total de 100%, 40% da brita 3/4", 18% da brita 3/8" e 42% do pó de pedra. Em seguida foram separadas 7 amostras de 2,5 kg e retirada toda a umidade higroscópica e 7 amostras de 6 kg da mesma forma.

Para a realização dos ensaios foi utilizado um cilindro pequeno (para energia normal, com 12 golpes) e um cilindro grande (para energia modificada, com 55 golpes) e um soquete pequeno e grande conforme especificações da norma NBR 7182 – Ensaio de Compactação (ABNT, 1986 versão corrigida 2016).

Após a realização de ambos os ensaios, os dados foram organizados em uma Tabela e assim foi possível a determinação da umidade ótima e da massa específica aparente seca, para ambas energias, conforme Figuras 7 e 8.

Figura 7 – Curva de compactação Energia Normal

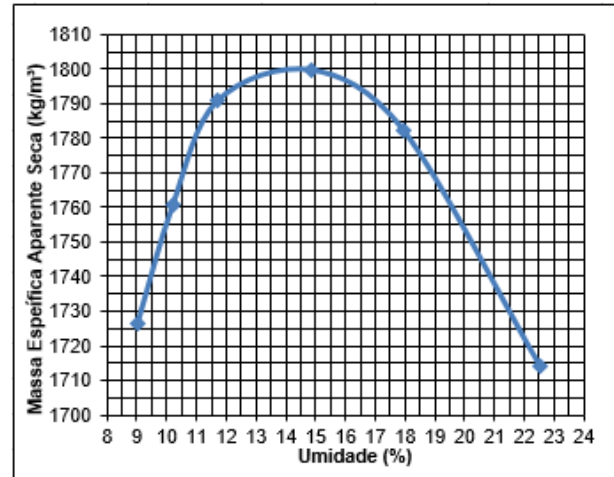
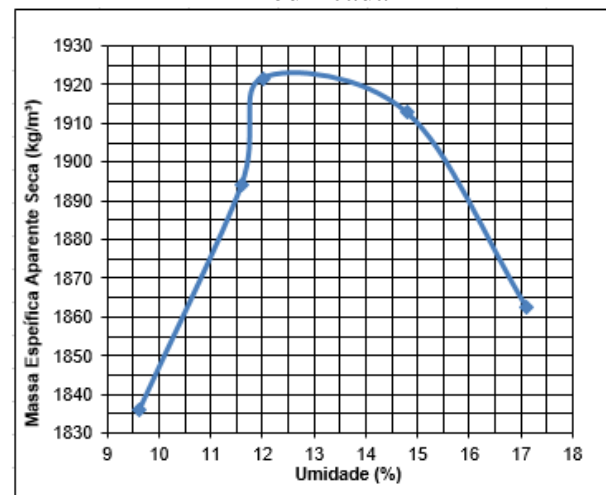


Figura 8 – Curva de compactação Energia Modificada



### 6.3 Índice de Suporte Califórnia (California Bearing Ratio – CBR)

O ensaio de CBR resume-se na determinação da relação entre a pressão a qual se faz necessária para que ocorra a penetração do pistão em um corpo-de-prova, e a pressão que se necessita para a mesma penetração numa brita padronizada, considerando como padrão (ISC=100%). O resultado dessa combinação, apresentado em porcentagem, possibilita a determinação da espessura de um pavimento flexível, em função do tráfego (BRASIL, 2006).

Conforme especificações da norma NBR 9895 (ABNT, 2016), para a execução deste ensaio é utilizado um cilindro e um soquete grande, nas três energias: normal, intermediária e modificada, respectivamente: 12, 26 e 55 golpes por camada, num total de 55 camadas. As amostras são compactadas na umidade ótima, obtida através do ensaio de compactação, ou então em cinco pontos próximos desta umidade (ABNT, 2016).

A Figura 9 ilustra a amostra de RCD a qual foi submetida ao ensaio.

Figura 9 - Amostra de RCD com umidade ótima.

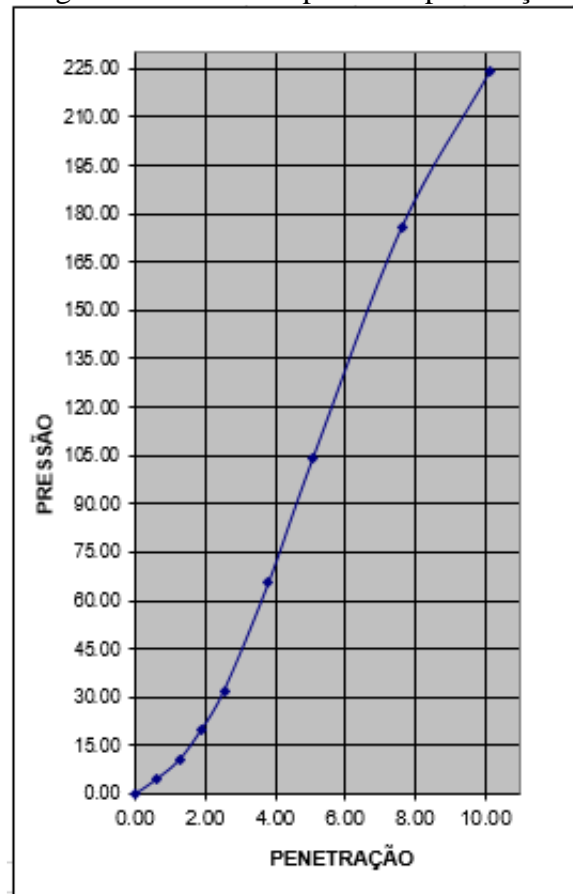


Finalizada a compactação, o molde foi pesado e levado para um tanque, onde o mesmo ficou imerso em água por quatro dias com um extensômetro, para medir a expansão.

Passados os quatro dias, o corpo-de-prova foi retirado da água e procedeu-se com o

ensaio de penetração, realizado em uma prensa. Com este ensaio foi possível traçar a curva pressão aplicada pelo pistão versus penetração do pistão, conforme Figura 10.

Figura 10 - Curva de pressão - penetração



## 7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Analisando o gráfico e retirando os valores corretamente, obtém-se os valores de umidade ótima, que neste ensaio apresentou um valor aproximado de 14,5% para energia normal e 12,5% para energia modificada, e de massa específica aparente seca máxima  $\gamma_d$  máx= 1800 Kg/m<sup>3</sup> para energia normal e  $\gamma_d$  máx= 1925 Kg/m<sup>3</sup> para energia modificada.

A umidade ótima utilizada para a realização do ensaio de CBR foi de 12,5% conforme resultado da compactação, e a seguir são apresentados os resultados obtidos na Tabela 5.

Tabela 5 - Resultados finais do ensaio

RESULTADOS		
MEASM	1,90	Kg/m <sup>3</sup>
I. S. C.	46,55	%
Expansão	0,26	%

Segundo a norma do DNIT 141/2010, quando o material é enquadrado para um tráfego de  $N \leq 5 \times 10^6$ , o ISC deve apresentar um valor  $ISC \geq 60\%$ , já para um tráfego com  $N > 5 \times 10^6$  o ISC deve ser  $ISC \geq 80\%$  e ainda, a Expansão deve ser  $\leq 0,5\%$ .

Com base nos resultados apresentados pode-se concluir que o material não atende aos requisitos exigidos pela norma, uma vez que o CBR apresentou um valor muito inferior ao que é recomendado embora a expansão tenha atendido. Sendo assim, a utilização do material em seu estado natural, sem qualquer adição de outro constituinte ou algo do gênero, não é recomendável para utilização em camadas de base de pavimentos.

Porém, se realizada uma estabilização química (adição de uma mistura de solo, pó de pedra ou cimento junto a amostra de RCD), havendo um aumento da quantidade de material fino, a mistura pode ser enquadrada para um tráfego mais baixo e atender a todos os quesitos especificados para sua utilização em camadas de base de pavimentos.

### *Agradecimentos*

Primeiramente a Deus, ao curso de Engenharia Civil, ao laboratório de Engenharia Civil da Unijuí Santa Rosa e Ijuí, aos laboratoristas Marcos Tres e Luiz, aos demais autores, colegas que auxiliaram nos ensaios, a empresa RESICON que forneceu o material e ao professor orientador desta pesquisa, Dr. André Luiz Bock.

## 8. REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DE LIMPEZA PÚBLICA E RESÍDUOS ESPECIAIS. **Panorama dos Resíduos Sólidos no Brasil 2014**. São Paulo, 2014. 120p. Disponível em: <http://www.abrelpe.org.br/Panorama/panorama2014.pdf>. Acesso em 02 set. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA PARA RECICLAGEM DE RESÍDUOS DA CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO. **Relatório Pesquisa Setorial 2014/2015**: A reciclagem de resíduos de construção e demolição no Brasil. São Paulo, 2015. 31p. Disponível em: [http://www.abrecon.org.br/pesquisa\\_setorial/](http://www.abrecon.org.br/pesquisa_setorial/). Acesso em 02 set. 2016.

ANDERE, Pedro Augusto Ramos; SANTOS, Harlen Inácio. **Disposição Final de Resíduos da Construção Civil estudo de caso**. Universidade Católica de Goiás. Goiânia, 2009. Disponível em: <http://www.seer.ufrgs.br/ambienteconstruido/article/viewFile/7183/4909>. Acesso em: 30 out. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182**: Solo – Ensaio de compactação. 2 ed. Rio de Janeiro, 2016. 13p.

\_\_\_\_\_. **NBR 9895**: Solo – Índice de suporte Califórnia (ISC) – Método de ensaio. 2 ed. Rio de Janeiro, 2016. 18p.

BALBO, José Tadeu. **Pavimentação Asfáltica**: materiais, projeto e restauração. São Paulo: Oficina de Textos, 2007. 560p.

BERNUCCI, Liedi Bariani et al. **Pavimentação asfáltica**: formação básica para engenheiros. 1. ed. Rio de Janeiro: Petrobras, Abeda, 2008. 504p.



BRASIL. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. **Manual de pavimentação**. 3.ed. Rio de Janeiro, 2006. 274p.

\_\_\_\_\_. Lei nº 12.379, de 6 de janeiro de 2011. **Dispõe sobre o Sistema Nacional de Viação – SNV**. Brasília, 2001. 8p.

\_\_\_\_\_. Ministério do Meio Ambiente (MMA). **Resolução N° 307, de 05/07/2002**. Estabelece diretrizes, critérios e procedimentos para a gestão dos resíduos da construção civil. Brasília: 2002. Disponível em: <http://www.mma.gov.br/port/conama>. Acesso em: 15 set. 2016.

\_\_\_\_\_. Ministério dos transportes. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Diretoria-Geral e Executiva. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. **Norma DNIT 141/2012 – ES – Pavimentação – Base estabilizada granulometricamente – Especificação de serviço**. Rio de Janeiro, 2010. 9p.

CARNEIRO, Teresinha Maria dos Santos Vieira; **As influências da Construção da Linha Verde na ampliação do aeroporto de Confins e no desenvolvimento da região**. 2009. 47f. Monografia (Pós-graduação em Administração Pública) – Fundação Getúlio Vargas, Belo Horizonte, 2009. Disponível em: <http://www.der.mg.gov.br/images/TrabalhosAcademicos/teresinha%20maria%20santos%20vieira%20carneiro%20monografia.pdf>. Acesso em: 02 out. 2016.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DE TRANSPORTE. **Pesquisa CNT de rodovias 2015: relatório gerencial**. Brasília: CNT: SEST: SENAT, 2015. 422p.

LEITE, Mônica Batista. **Avaliação de propriedades mecânicas de concretos produzidos com agregados reciclados de resíduos de construção e demolição**. 2001. 266 f. Tese (Doutorado – Escola de Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS. Disponível em: <http://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/21839>. Acesso em: 20 nov. 2016.

MESQUITA, Atila S. G. **Análise da geração de resíduos sólidos da construção civil em Teresina, PIAUÍ**. Instituto Federal do Piauí. In: HOLOS, v. 2, p. 58-65, 2012. Disponível em: <http://www2.ifrn.edu.br/ojs/index.php/HOLOS/article/viewFile/835/530>. Acesso em: 22 out. 2016.

MIRANDA, Leonardo Fagundes Rosembach; ANGULO, Sérgio Cirelli; CARELI, Élcio Duduchi. **A Reciclagem de Resíduos de Construção e Demolição no Brasil: 1986 – 2008**. Revista Ambiente Construído. Porto Alegre, 2009. V.9, n.1, p. 57-71. Disponível em: <http://www.seer.ufrgs.br/ambienteconstruido/article/viewFile/7183/4909>. Acesso em: 09 out. 2016.

PINTO, Tarcísio de Paulo. **Gestão ambiental de resíduos da construção civil: A experiência do Sinduscon-SP**. São Paulo: Sinduscon, 2005. 48p.

PUCCI, Ricardo Basile. **Logística de resíduos da construção civil atendendo à Resolução Conama 307**. 2006. 154 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

SANTANA, Humberto. **Manual de Pré-Misturados a Frio**. Instituto Brasileiro de Petróleo, Comissão de Asfalto, Rio de Janeiro-RJ, 1993. 298p.

SANTIAGO, Emerson. **Pequena História das Invenções**. São Paulo: Abril S.A. Cultural e Industrial, 1976. Disponível em: <http://www.infoescola.com/curiosidades/historia-das-estradas/>. Acesso em: 02 out. 2016.

SILVA, Vanessa Gomes da. **Avaliação do desempenho ambiental de edifícios. Qualidade na Construção**. São Paulo, 2000. p.14-22.



## INFLUÊNCIA DA ESTABILIZAÇÃO QUÍMICA NA CAPACIDADE DE SUPORTE E EXPANSÃO DE UM SOLO LATERÍTICO DO MUNICÍPIO DE VERA CRUZ - RS

**Mariana da Silva Carretta**

Mestranda de Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS  
marianacarretta@gmail.com

**João Rodrigo Guerreiro Mattos**

Professor do curso de Engenharia Civil. Universidade de Santa Cruz do Sul - UNISC  
joamattos@unisc.br

**Resumo.** *O uso da estabilização química de solos com adição de cal ou cimento tem potencial de aplicação na engenharia geotécnica envolvendo obras de pavimentação, uma vez que é uma forma de melhorar as propriedades mecânicas do solo de maneira viável técnica e economicamente. Assim, o presente trabalho visa verificar a influência do uso destes aditivos para aumento da capacidade de suporte, bem como na expansão de um solo laterítico do município de Vera Cruz – RS, através do ensaio do Índice de Suporte Califórnia (ISC). Além disso, foi realizada a caracterização física e mecânica do solo estudado, possibilitando classificá-lo pelos sistemas de classificação SUCS, AASHTO e MCT. O solo laterítico estudado apresentou ganhos na capacidade de suporte para ambos os aditivos e teores empregados, bem como redução da expansão, comprovando a influência positiva da estabilização química de solos lateríticos para aplicação em obras rodoviárias.*

**Palavras-chave:** *Estabilização química. Índice de Suporte Califórnia. Expansão.*

### 1. INTRODUÇÃO

Atualmente, no Brasil, devido ao baixo custo inicial e considerável durabilidade, o emprego da estabilização com aditivos químicos vem sendo mais difundido para fins rodoviários, especialmente em estradas não-pavimentadas. Esse tipo de estabilização confere ganhos de resistência à composição do pavimento e capacidade de resistir às cargas de tráfego que atuam na superfície do mesmo. Conforme Nuñez (1991), é comum que o solo, em seu estado natural, em alguma localidade não preencha as condições necessárias à aplicação em um projeto de engenharia. Sendo assim, para o autor, torna-se essencial realizar modificações do solo existente de forma a criar um novo material que preencha as exigências de projeto. É a chamada estabilização de solos. Para este trabalho, empregou-se a estabilização de solos com o uso de aditivos químicos, sendo esses a cal ou o cimento. Para o primeiro agente estabilizante citado, a estabilização se dá primordialmente pela sua interação com o solo sem que as propriedades físicas do material tenham ação significativa sobre o ganho de resistência. Já para o segundo, os efeitos da estabilização se devem ao próprio aditivo e a sua interação com o material a ser estabilizado.

Ao considerar que o método de dimensionamento de pavimentos vigente no Brasil ainda é, conforme consta no Manual de Pavimentação do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT, 2006), baseado nas curvas de Índice de Suporte Califórnia - ISC (*Califórnia Bearing Ratio* - CBR) desenvolvido por pesquisadores do Corpo de Engenheiros do Exército Norte-Americano (*US Arm Corps of Engineers* – USACE), torna-se relevante mensurar o comportamento do ISC frente à uma estabilização química.

Sendo assim, a pesquisa visa desenvolver através da estabilização química de um solo laterítico localizado no município de Vera Cruz – RS uma avaliação de sua influência no ganho de capacidade de suporte e na expansão do solo estudado, através de ensaios de ISC.

## 2. ESTABILIZAÇÃO QUÍMICA

Tendo se tornado uma promissora forma de estabilização de solos no Brasil, a estabilização química surge como uma das maneiras de desenvolvimento de um novo material que tenha capacidade de suprir as condições de resistência, durabilidade e expansão do solo necessárias para seu emprego em obras viárias.

De acordo com Nuñez (1991), nos métodos de estabilização química de solos, as reações que ocorrem são as seguintes: troca de íons, precipitação, polimerização e oxidação. Para solos estabilizados com cal, Herrin e Mitchell (1961) *apud* Nuñez (1991) afirmam que o cálcio existente na cal reage com certos minerais presentes no solo, formando um gel de silicatos e aluminatos de cálcio que tendem a cimentar os grãos de solo, de forma semelhante como ocorre com a hidratação do cimento, porém, com reações químicas mais lentas.

Conforme manual técnico (USACE, 1984), a adição de cal no solo pode ser

utilizada tanto para modificação das propriedades físicas do solo quanto para transformar o material em uma massa estabilizada com melhoria nas características de resistência e durabilidade. Contudo, sabe-se que essas reações e mudanças que ocorrem devido à estabilização química do solo dependem da quantidade de cal disponível na mistura, já que as reações pozolânicas que ocorrem na mistura solo-cal são fortemente influenciadas pelas propriedades do solo natural.

Conforme Epps, Dunlap e Gallaway (1971) *apud* Nuñez (1991), a cal é capaz de reagir com solos médios, moderadamente finos e finos, reduzindo sua plasticidade, melhorando a trabalhabilidade, diminuindo a expansão e aumentando a resistência. Ainda, para os autores, solos dos grupos A-5, A-6 e A-7 e alguns A-2-6 e A-2-7 do sistema de classificação da AASHTO são suscetíveis à estabilização com cal. Sabe-se, ainda, que solos com média a alta plasticidade são mais reativos à cal (USACE, 1994).

A estabilização química com cimento, em solos de predominância argilosa, como o estudado, tem ação cimentante principal dada pelas reações secundárias que ocorrem na mistura solo-cimento, conforme estudo realizado por Nuñez (1991). Dessa mistura, surgem materiais cimentantes primários, com alta resistência e baixo teor de cálcio e secundários, que por sua vez geram aumento da ligação entre as partículas, dando estabilidade ao conjunto.

As propriedades que se modificam com a estabilização de um solo com cimento são a melhoria na capacidade de suporte, na durabilidade e tendência à redução de expansibilidade para o caso de solos argilosos, além do ganho de resistência observado. Croft (1967) afirma que a resistência de argilas estabilizadas com cimento continua a aumentar mesmo após longo período de cura,

uma vez que as reações dadas pela hidratação do cimento continuam a ocorrer.

Para o mesmo autor, a composição química e mineralógica do solo tem grande influência quanto ao êxito da estabilização. Segundo Felt (1955) *apud* Foppa (2005), além da composição química do solo, a quantidade de cimento e água adicionados, a densidade na qual a amostra for compactada, o tempo no qual a mistura é feita antes da compactação e o grau de pulverização do solo, sendo este argiloso, são fatores que exercem maior influência no desempenho das misturas de solcemento.

### 3. MATERIAIS E MÉTODOS

O início do estudo do solo oriundo do município de Vera Cruz – RS, proveniente da jazida que apresenta coordenadas geográficas de latitude 29°41'43.40" Sul e longitude 52°29'55.51" Oeste, se deu com um programa experimental dividido nas etapas de caracterização física e mecânica.

Complementarmente, foi estudada a capacidade de suporte do solo em questão, através de ensaios do ISC), conforme NBR 9895 (ABNT, 1987) tanto para o solo natural, quanto para as misturas com aditivos propostas no presente trabalho. Além do estudo do solo em sua condição natural, foram estudadas misturas com cimento (3%, 5%, 7% e 9%) e misturas com cal (3%, 5%, 7% e 9%). Os materiais empregados no trabalho foram o Cimento Portland do tipo CP-IV e a cal hidratada dolomítica do tipo CH-II, comercialmente chamada de “primor extra”, produzida no município de Caçapava do Sul – RS.

#### 3.1 Caracterização física e mecânica

Após coletado o solo em estudo, iniciou-se a etapa de caracterização física do material. Primeiramente foram realizados os Limites de

Atterberg – Liquidez e Plasticidade, de acordo com as normas NBR 6459 (ABNT, 1984) e NBR 7180 (ABNT, 1984), respectivamente. Já a massa específica real dos grãos do material foi obtida por meio do ensaio de picnômetro que segue as definições da NBR 6508 (ABNT, 1984). A granulometria que compunha o material foi obtida pela combinação dos ensaios de peneiramento (fração grossa do material) e sedimentação mais peneiramento fino (fração de material menor do que 2,00 mm – fina), seguindo a proposição da NBR 7181 (ABNT, 1984).

Uma vez caracterizado fisicamente, realizou-se a caracterização mecânica do solo analisado por meio do ensaio de compactação, conforme NBR 7182 (ABNT, 1986), no qual foram conhecidos teor de umidade ótima ( $w_{ót}$ ) e peso específico aparente seco máximo ( $\gamma_{d_{máx}}$ ) do material para energia de compactação normal.

#### 3.2 Classificação MCT

Também foi realizada a classificação geotécnica proposta por Nogami e Villibor (1981) pela metodologia MCT (Miniatura, Compactado, Tropical), segundo determinações de normas rodoviárias.

De acordo com Cozzolini e Nogami (1993), o uso dos procedimentos tradicionais de classificação não é capaz de abranger as características peculiares comumente apresentadas pelos solos formados em regiões tropicais e subtropicais. Sendo assim, torna-se necessária a inserção da classificação MCT, caracterizada por ser a classificação geotécnica mais adequada a esses solos.

Para tanto, foram realizados os ensaios de mini-MCV e perda de massa por imersão, regulamentadas pelas normas rodoviárias DNER-ME 258/94 e DNER-ME 256/94, respectivamente.

O primeiro ensaio citado, consiste na compactação dinâmica de 5 corpos de prova

do tipo miniatura em diferentes teores de umidade. O segundo ensaio, complementar ao primeiro, indica a perda de massa dos corpos de prova compactados em miniatura, quando submersos em tanque de água por 24 horas.

Ambos os ensaios, em conjunto, determinam, através do uso de coeficientes empíricos a caracterização e classificação quanto ao comportamento laterítico dos solos.

### 3.2 Definição da dosagem

A partir da classificação e caracterização do solo estudado, passou-se à definição da dosagem de cal e cimento a ser adotada na moldagem dos corpos de prova. Para isso, foram realizados ensaios de ICL (*Initial Consumption of Lime*) proposto por Rogers *et al* (1997), que consiste em encontrar a quantidade de aditivo suficiente para que seja atingido um valor máximo de pH constante. Assim, seguindo esse método, foram obtidos os dados para definição da dosagem de aditivo, conforme ilustrado na Fig. 1.

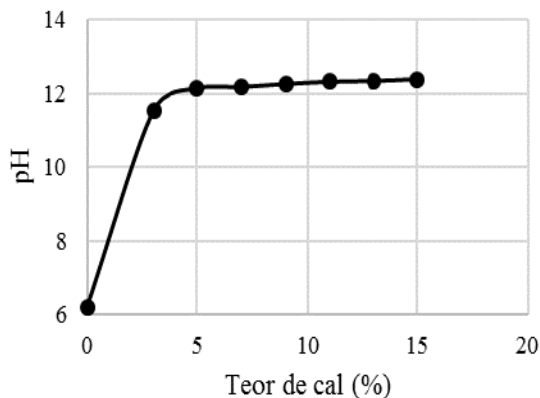


Figura 1. Variação de pH conforme método de dosagem de ICL

Analisando as curvas de pH das misturas solo-cal, percebe-se que o início de ocorrência da estabilidade se dá partir do teor de aditivo equivalente a 5%, entretanto, para fins comparativos, trabalhou-se também com um teor abaixo desse percentual para verificar se o

ganho de resistência era realmente pouco significativo.

Para fins de comparação, optou-se por utilizar os mesmos teores de cimento para a estabilização química com esse material. Sendo assim, foram estabelecidos os teores de 3%, 5%, 7% e 9% de agente estabilizante para as misturas com o solo estudado.

### 3.3 Índice de Suporte Califórnia

O ISC prevê a capacidade de suporte de um solo, com base na resistência à penetração de um pistão no solo quando comparado a um corpo de prova referência de brita. O ensaio deve seguir as recomendações da NBR 9895 (ABNT, 1987).

Os corpos de prova a serem ensaiados são submetidos, inicialmente, à compactação em molde cilíndrico e, após realizada essa etapa, são levados à imersão em tanque com água por 4 dias. Durante a imersão, como pode ser visualizado na Fig. 2, são controlados e mensurados os dados de expansão do material.



Figura 2. Corpos de prova em imersão

Depois de passado o período de imersão, os corpos de prova moldados são submetidos ao ensaio de penetração, realizado em prensa apropriada para o ISC, na qual se mede a

pressão necessária para a penetração do pistão na amostra em profundidades pré-determinadas, conforme mostrado na Fig. 3. Com base nos dados de pressão do corpo de prova padrão (brita), são calculados os valores de ISC para o material analisado.



Figura 3. Corpo de prova submetido à etapa de penetração

O ensaio de ISC foi realizado na energia de compactação normal para avaliação das características de expansão e capacidade de suporte do solo. Dois corpos de prova foram moldados na umidade ótima e peso específico aparente seco máximo, conforme obtido no ensaio de compactação. Posteriormente, os mesmos foram submetidos à imersão durante quatro dias para mensurar a expansão do solo. Passados os quatro dias, os corpos de prova foram retirados da imersão e submetidos à aplicação de carga para verificação da resistência à penetração.

A seguir, foram ensaiados corpos de prova nas condições de estabilização química, com os referidos teores de aditivo estabilizante já citados. Da mesma forma que para os corpos de prova de solo natural, foram moldados dois corpos de prova para cada condição de estabilização. O procedimento de imersão também prosseguiu conforme realizado com os corpos de prova de solo natural. Todos os corpos de prova foram

moldados nos teores de umidade ótima e peso específico aparente seco máximo, pois, embora a incorporação do aditivo resulte numa modificação da curva de compactação do solo, sabe-se que a variação do teor de umidade ótima e do peso específico aparente seco máximo é muito pequena. Além disso, destaca-se que não existem recomendações sobre o procedimento de realização do ISC com solos estabilizados quimicamente, dessa forma, adotou-se o procedimento de manter os 4 dias de imersão, ou seja, os corpos de prova tiveram apenas 4 dias de cura. A Tabela 1 apresenta a programação de moldagem dos corpos de prova de ISC estabilizados.

Tabela 1. Programação de moldagem dos corpos de prova de ISC estabilizados

Teores	Aditivo	CP's
0%	-	2
3%	Cal	2
3%	Cimento	2
5%	Cal	2
5%	Cimento	2
7%	Cal	2
7%	Cimento	2
9%	Cal	2
9%	Cimento	2
<b>CP's moldados:</b>		<b>18</b>

#### 4. RESULTADOS

Executadas as etapas do procedimento experimental apresentadas, passou-se a analisar os resultados obtidos. A série de ensaios que deveria delinear a etapa de caracterização e classificação do solo teve início com os ensaios de massa específica dos grãos do solo. Após, foram realizados os ensaios de granulometria do solo, executados em duas etapas: granulometria por

peneiramento e por sedimentação.

Foram executados também os Limites de Atterberg (limite de liquidez e limite de plasticidade), visando a obtenção do índice de plasticidade. A partir daí, pode-se proceder a classificação do solo pelos métodos de classificação SUCS e AASHTO. Ainda na etapa de classificação do solo, realizou-se o ensaio de mini MCV e perda de massa por imersão, para que fosse possível realizar a classificação MCT do solo estudado.

Compondo a etapa de caracterização mecânica do solo, por fim, foram realizados os ensaios de compactação e, então, realizados os ensaios de ISC que possibilitaram atingir o objetivo principal desta pesquisa.

#### 4.1 Caracterização do solo

Tendo suma importância para o cálculo da distribuição da granulometria fina do solo no ensaio de sedimentação, foi realizado o ensaio de massa específica dos grãos do solo, no qual se obteve como resultado o valor de 2,65 g/cm<sup>3</sup> para o solo analisado.

Para elaborar a curva granulométrica dos grãos do solo estudado, realizou-se a análise granulométrica do material. O procedimento de ensaio define que, para a fração grossa do solo (maior do que 2,00 mm) seja realizada a etapa de peneiramento grosso, para a fração média (entre 2,00 mm e 0,075 mm) seja realizado o peneiramento fino, e para a distribuição da granulometria fina (menor do que 0,075 mm) seja executada a etapa de sedimentação do solo. A última etapa da análise granulométrica, que corresponde à suspensão dos grãos do solo em proveta de vidro, se mede, através da densidade da suspensão, as partículas já sedimentadas ao longo do tempo. Assim, foi composta a curva granulométrica do solo estudado, como pode ser visualizado na Fig. 4.

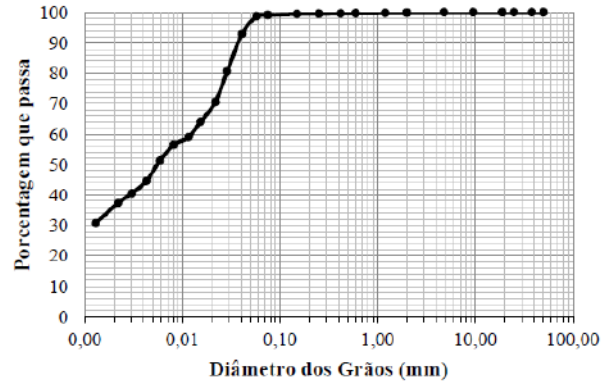


Figura 4. Curva granulométrica do solo

Para os limites de Atterberg, visto que esses procedimentos são suscetíveis à influência do operador, utilizou-se a tréplica de ambos os ensaios, adotando um valor médio para o limite de liquidez de 42% e para o limite de plasticidade de 29%. Sendo assim, o índice de plasticidade (IP) do solo, no valor de 13%.

Por fim, para obtenção da classificação MCT, caracterizada com a classificação responsável pela previsão do comportamento dos solos oriundos das regiões tropicais, como é o caso do solo em análise nesta pesquisa, foram realizados os ensaios de mini-MCV e perda de massa por imersão, regulamentadas pelas normas rodoviárias DNER-ME 258/94 e DNER-ME 256/94, respectivamente. Desse modo, o solo estudado, pode ser classificado como um solo LG', sigla que denomina solos lateríticos do grupo das argilas e das argilas arenosas. A Fig. 5 apresenta o resultado obtido na classificação MCT.

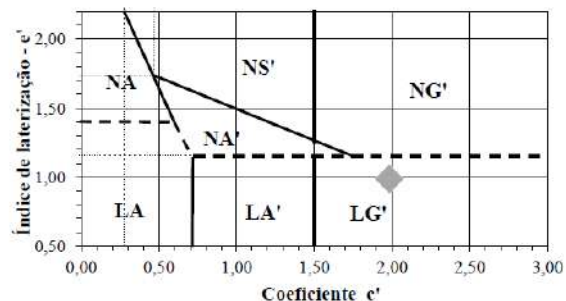


Figura 5. Classificação MCT do solo



Por conseguinte, a Tabela 2 ilustra, em síntese, os resultados obtidos para classificação do solo em questão, com base em sua respectiva caracterização física.

Tabela 2. Dados de classificação e caracterização física do solo estudado

Fração	Porcentagem
Pedregulho ( $2 \text{ mm} < \phi \leq 60 \text{ mm}$ )	0%
Areia ( $0,06 \text{ mm} < \phi \leq 2 \text{ mm}$ )	2%
Silte ( $0,002 \text{ mm} < \phi \leq 0,06 \text{ mm}$ )	57%
Argila ( $\phi \leq 0,002 \text{ mm}$ )	41%
* Conforme NBR 6502 (ABNT, 1995)	
Características	Resultados
Peso específico real ( $\gamma_s$ ) - $\text{g/cm}^3$	2,65
Limite de Liquidez (LL)	42%
Limite de Plasticidade (LP)	29%
Índice de Plasticidade ( $IP = LL - LP$ )	13%
Classificação quanto à plasticidade (BURMISTER, 1949 <i>apud</i> DAS, 2011)	plasticidade média
Classificação SUCS	CL
Classificação AASHTO	A-7-6
Classificação MCT	LG'

Após a realização da caracterização física do solo, realizou-se a sua caracterização mecânica, a qual representa suma importância para definição do teor de umidade ótimo e peso específico aparente seco da moldagem dos corpos de prova para o ensaio do ISC. Desse modo, após a realização desse ensaio, com a compactação de 5 corpos de prova, com reuso de material, obteve-se a curva de compactação apresentada na Fig. 6.

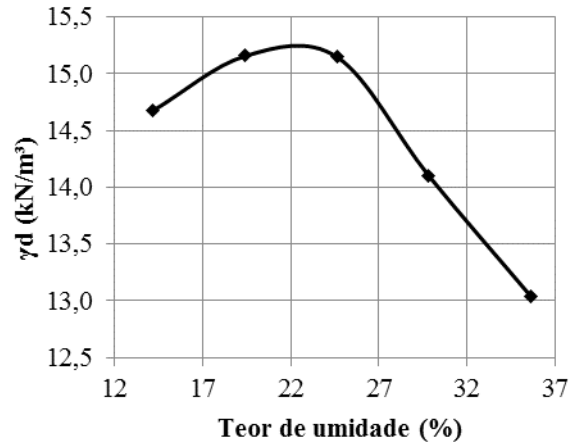


Figura 6. Curva de compactação do solo

Analisando a Fig. 6, determinou-se que o teor de umidade ótimo do solo é de 22% e o peso específico aparente seco máximo é de 15,2  $\text{kN/m}^3$ .

#### 4.2 Índice de Suporte Califórnia (ISC)

Finalmente, para realização da análise do comportamento do solo estabilizado quanto à sua capacidade de suporte, foram realizados ensaios de Índice de Suporte Califórnia (ISC), para ambos os materiais estabilizantes (cal e cimento), nos teores já referidos de 3%, 5%, 7% e 9%.

Os corpos de prova, todos moldados no teor de umidade ótima de 22% e peso específico aparente seco máximo de 15,2  $\text{kN/m}^3$ , foram submetidos à compactação em 5 camadas, com massa acrescida e compactação controladas para que atingissem os parâmetros encontrados no ensaio de compactação do solo para a energia normal.

Na Tabela 3 podem ser visualizados os resultados para o solo natural e a influência do acréscimo de cal e cimento aos corpos de prova, tanto para a capacidade de suporte (valor de ISC), quanto para expansão em função dos teores dos estabilizantes utilizados.

Tabela 3. Resultados obtidos para os ensaios do ISC do solo natural e estabilizado

Ensaio de ISC			
Material	Teor	Expansão (%)	ISC (%)
SOLO NAT.	0%	0,180	6,55
CAL	3%	0,130	8,35
	5%	0,050	13,69
	7%	0,033	18,6
	9%	0,017	22,3
CIMENTO	3%	0,040	9,8
	5%	0,030	12,63
	7%	0,040	39,62
	9%	0,030	63,75

Como se pode observar a partir da Tabela 3 e da Fig. 7, tanto para o acréscimo de cal quanto de cimento ocorre aumento do ISC, sendo observado maior acréscimo para o solo estabilizado com cimento, como era de se esperar. Há um acréscimo de capacidade de suporte, em uma relação diretamente proporcional ao aumento do teor de agente estabilizante. O coeficiente de determinação ( $R^2$ ) da tendência apresentada é de aproximadamente 0,95 para a mistura com cimento e de 0,96 para a mistura com cal.

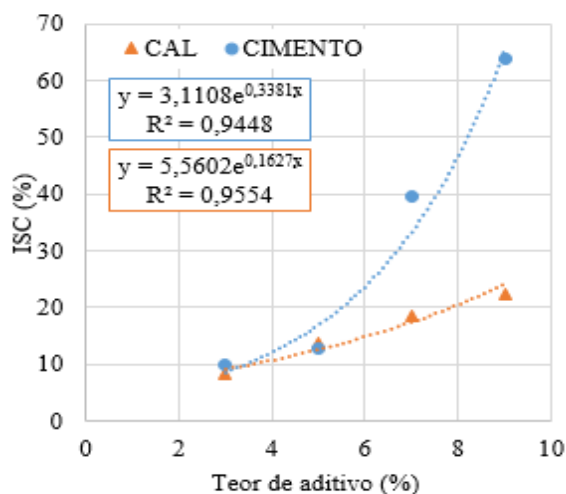


Figura 7. Índice de Suporte Califórnia para as misturas com cal e cimento

Comparando o ISC do solo natural com os valores encontrados para o solo estabilizado, verifica-se que para apenas 3% de cal ou cimento o ISC tem um aumento de quase 30% até 50%, respectivamente. Conforme se aumenta o teor de aditivo, a estabilização começa a proporcionar maiores ganhos de resistência, chegando a acréscimos de aproximadamente 10 vezes o valor inicial do ISC para o teor de 9% de cimento.

Já para a expansão, conforme apresentado na tabela 3 e observado em gráfico ilustrado na Fig. 8, a mesma decai com o acréscimo de cal, apresentando um coeficiente de determinação ( $R^2$ ) de 0,99. Já para o acréscimo de cimento na mistura, com baixos teores, a expansão decresce muito em relação ao corpo de prova de solo natural. Com isso, a expansão não reduz com o acréscimo de maiores teores de cimento, mantendo-se praticamente com o mesmo valor de expansão para todos os teores ensaiados.

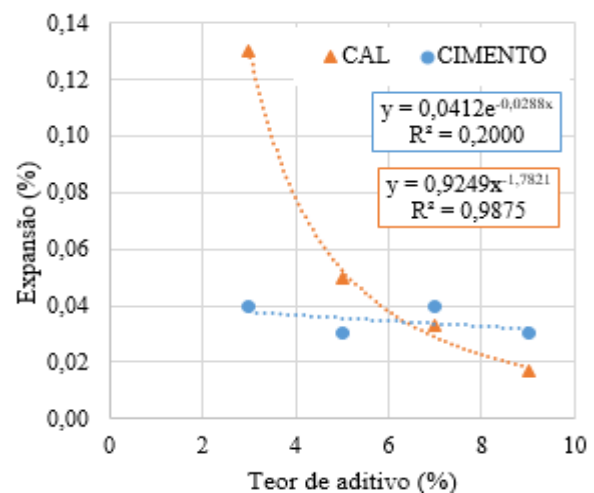


Figura 8. Expansão dos corpos de prova para as misturas com cal e cimento

Analisando a Fig. 8, observa-se que a estabilização com cal e cimento pode proporcionar redução da expansão em até 6 vezes se comparada com o valor do solo no seu estado natural.

Para fins de análise, tentou-se estabelecer uma relação o ISC e a expansão dos solos estabilizados. As relações obtidas podem ser observadas na Fig. 9.

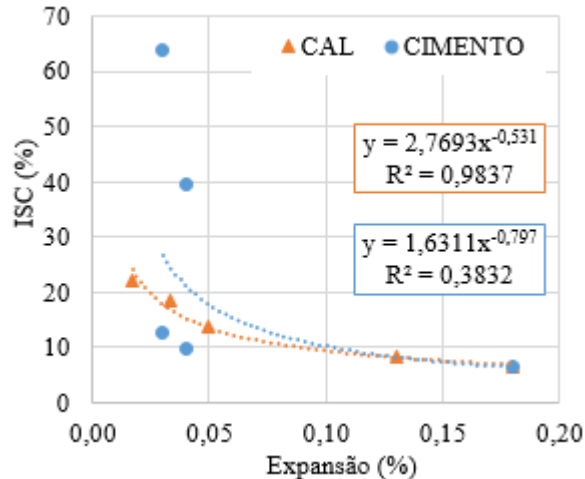


Figura 9. Relação expansão x ISC para os corpos de prova com cal e cimento

Foi observado um comportamento inversamente proporcional para as misturas com acréscimo de cal, ocorrendo, à medida que há aumento de ISC, o decréscimo da expansão. O coeficiente de determinação para a equação que expõe essa relação é de aproximadamente 0,98, como pode ser visualizado na Fig. 9. Não há uma relação satisfatória, em termos de  $R^2$ , estabelecida para o solo com acréscimo de cimento, como pode ser visto na mesma figura.

## 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Após obtidos os resultados dos ensaios de Índice de Suporte Califórnia (ISC) e de expansão para o solo laterítico estudado, pode-se afirmar que houveram melhorias no desempenho para o emprego das misturas solo-cal e solo-cimento estudadas. Houve redução da expansão do material e ganho de capacidade de suporte.

A maior redução da expansão foi apresentada para as misturas com cal, sendo que para as misturas com cimento, a expansão

reduziu em um comparativo com o solo em seu estado natural, mas não variou com o acréscimo e variação do teor de cimento. Para o acréscimo de cimento na mistura, a expansão decresce em relação ao corpo de prova de solo natural. Porém, permanece quase constante com o acréscimo de cimento, mantendo-se aproximadamente com o mesmo valor de expansão para todos os teores ensaiados.

Já o ISC apresentou um grande aumento para o solo estabilizado com cimento à medida que se aumentava o teor de aditivo da mistura. Da mesma forma ocorreu para o ISC do solo estabilizado com cal, no entanto, em menores proporções.

Por fim, obteve-se uma relação relevante quando observados os valores de ISC x expansão do solo para as misturas solo-cal. Verificou-se a relação inversamente proporcional, com alto valor de coeficiente de determinação, ou seja, à medida que o valor de ISC aumenta, decresce a porcentagem de expansão da amostra moldada.

Com os resultados obtidos e análises realizadas verificou-se que, do ponto de vista técnico, é muito viável o uso de aditivos para estabilizar solos a serem empregados em obras rodoviárias. Devido ao aumento do Índice de Suporte Califórnia com os teores de cal e cimento estudados seria possível reduzir as espessuras necessárias para o pavimento rodoviário. Tal fato é muito interessante do ponto de vista técnico, mas também em termos de reduzir impactos ambientais da exploração de jazidas e pedreiras, podendo ter um melhor aproveitamento de solos locais que não são muito adequados em seu estado natural.

## 6. REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 6459: Solo – determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 1984. 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 6502: Rochas e Solos - Terminologia. Rio de Janeiro: ABNT, 1995. 18p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 6508: Solo – Grãos de solos que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro: ABNT, 1984. 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 7180: Solo – determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 7181: Solo – análise granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 1984. 13 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 7182: Solo – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro: ABNT, 1986. 10p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 9895: Solo – Índice de Suporte Califórnia. Rio de Janeiro: ABNT, 1987. 14p.

COZZOLINO, V. M. N.; NOGAMI, J. S. Classificação Geotécnica MCT para solos tropicais. **Solos e Rochas**. São Paulo, V.16, 2.4, p. 77-91, ago 1993.

CROFT, J. B. The influence of soil mineralogical composition on cement stabilization. In: **Geotechnique**. London, v.17, p 119-135, 1967.

DAS, B. M. Fundamentos de Engenharia Geotécnica. São Paulo: Cengage Learning, 2011.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNER ME 256/94 – Solos compactados com equipamento miniatura – determinação da perda de massa por imersão, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNER ME 258/94 – Solos compactados em equipamento miniatura – Mini MCV, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – Manual de Pavimentação. IPR – Instituto de Pesquisas Rodoviárias – 719: Rio de Janeiro, 2006. 3ª ed.

FOPPA, D. **Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados**. 2005, Dissertação (Mestrado em Engenharia – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - UFRGS): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre RS, 2005.

NUÑEZ, W. P. **Estabilização físico-química de um solo residual de arenito Botucatu, visando seu emprego na pavimentação**. 1991. Dissertação (Mestrado em Engenharia – CPGEC/UFRGS): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre RS, 1991.

ROGERS, C. D. F.; GLENDINNING, S. Lime modification of clay soils for construction expediency. In: **Proceedings of the Institute of Civil Engineers, Geotechnical Engineering**. V.125, n.4, p. 242-249, 1997.

USACE – US. Army Corps of Engineers. **Soil stabilization for pavements - mobilization construction**. Engineer Manual, N° 1110-3-137. Washington, D. C, 1984.

## UMA REVISÃO BIBLIOGRÁFICA SOBRE A UTILIZAÇÃO DO ENSAIO DCP COMO FERRAMENTA DE CONTROLE DE QUALIDADE DA COMPACTAÇÃO EM OBRAS DE PAVIMENTAÇÃO

**Matheus Augusto de Brito**

Acadêmico do curso de engenharia civil da Universidade de Caxias do Sul  
mabrito@ucs.br

**Matheus Lemos Nogueira**

Professor/Pesquisador do curso de Engenharia Civil da Universidade de Caxias do Sul  
mlnogueira@ucs.br

**Resumo.** *Este trabalho apresenta uma revisão bibliográfica sobre correlações entre o ensaio de cone de penetração dinâmica (DCP) e o ensaio utilizado para a mensuração do índice de suporte do solo (CBR), visando o controle tecnológico da camada de fundação da pavimentação. O DCP é empregado nas camadas de solo, devidamente compactadas, a fim de avaliar a sua resistência in situ. A utilização deste procedimento é pouco difundida no Brasil, de tal forma que não existe uma norma regulamentadora deste ensaio, contudo, ele tem sido muito estudado nos últimos anos devido à grande importância de um controle de qualidade rápido e assertivo para as obras de pavimentação. Os diferenciais deste método de ensaio são a rapidez, a praticidade e o custo, além de apresentar resultados muito satisfatórios, demonstrados pela bibliografia.*

**Palavras-chave:** *Pavimentação. Controle tecnológico. DCP. CBR.*

### 1. INTRODUÇÃO

É possível observar um cenário em que a engenharia civil brasileira vem sendo cobrada quanto à qualidade de suas obras, ficando assim mais evidente a implementação de

ferramentas mais rápidas e eficientes que confirmam a qualidade aos serviços executados. O controle tecnológico e de qualidade das obras de engenharia civil são indispensáveis.

A busca por melhores parâmetros de verificação está sendo bastante estudada, mostrando que o uso das ferramentas de controle tem dado certo. Entretanto, quando se fala de solos, é possível perceber que seus parâmetros de análise nem sempre podem ser generalizados. Torna-se claro que alguns estudos e correlações devem ser estabelecidos regionalmente, para que os resultados sejam coerentes com a realidade da comarca de análise.

Para o ensaio do Penetrômetro Dinâmico de Cone (*Dynamic Cone Penetration - DCP*) mostrar resultados coesos se faz necessário algumas correlações com o solo da região, obtidas em laboratório e *in loco*, com a finalidade de validar os resultados para a relação obtida. Essas correlações podem ser feitas, a fim de verificar vários parâmetros geotécnicos durante sua execução. Os ensaios realizados em conjunto com o DCP são mais comumente empregados em: controle de execução de obras de terraplenagem, controle de resistência dos materiais de fundação em obras de pavimentação, campanhas para conhecimento do tipo de solo, averiguação da eficiência dos equipamentos utilizados na

execução das obras de terraplenagem, avaliação de irregularidades em pavimentos já existentes, dentre outros.

O ensaio do DCP é muito utilizado no exterior, e estudado em várias regiões do Brasil. Este ensaio visa verificar a qualidade da compactação de forma rápida e não destrutiva, agilizando a confirmação dos resultados e tornando possível a aprovação quanto a qualidade da execução no ato da verificação das propriedades determinadas.

Em obras de pavimentação o ensaio é empregado para a verificação do Índice de Suporte Califórnia (ISC) ou *California Bearing Ratio* (CBR). Essa propriedade mede o índice de suporte do solo e o resultado é utilizado no projeto de pavimentação, ou seja, a obtenção em campo deste parâmetro é indispensável, pois é um resultado confirmatório para que a qualidade e integridade da estrutura sejam garantidas ao longo de sua vida útil.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Controle tecnológico e de qualidade

O controle tecnológico e de qualidade são ferramentas importantes para que as características pré-determinadas em projeto sejam atendidas. Segundo o DNIT (2006), as exigências de controle da qualidade e os métodos de ensaio são especificados para se assegurar que a obra responda às normas de qualidade mínima apropriadas ao comportamento desejado. Assim, a qualidade obtida em conformidade com as normas, por ocasião das obras, é um complemento à qualidade do projeto.

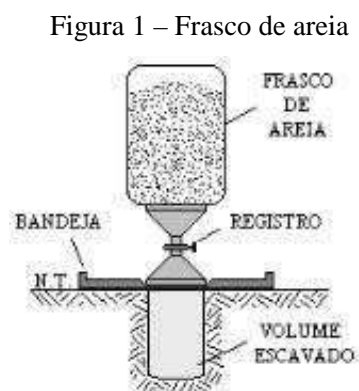
Fortes e Merighi (2004) relatam que os investimentos com o controle tecnológico e de qualidade nas obras de engenharia civil são de extrema importância, pois além de diminuir os custos com a manutenção corretiva, recuperação e substituição de materiais

aplicados não conformes, aumentam a vida útil do empreendimento, o seu desempenho e o conforto dos usuários.

### 2.2 Métodos para controle tecnológico de compactação

Existem vários métodos que podem ser empregados para o controle tecnológico antes e durante o processo de terraplenagem. Alguns deles foram questionados no passado devido a lentidão, o custo e a variabilidade dos resultados. O DNIT juntamente com a ABNT, notando essa necessidade, adequou-se a esses avanços tecnológicos e elaborou especificações de ensaios para o controle tecnológico da compactação. Seguem alguns:

**Ensaio de cone de areia.** O ensaio de cone de areia é utilizado para a determinação *in situ* da massa específica aparente do solo e pode ser correlacionada com o grau de compactação. Fraenkel (1980) diz que o objetivo deste ensaio é medir a massa específica do solo em campo, podendo ser aplicado tanto no subleito quanto nas demais camadas do pavimento. A Figura 1 apresenta, de um modo genérico, a estrutura básica do ensaio.



Fonte: Caputo (2013).

O ensaio é regulamentado pela NBR 7185 (ABNT, 1986), porém manuais de



ensaios como o DNER-ME 092/94 são bastante empregados, pois apresentam de uma forma prática e específica a aplicabilidade do ensaio em campo. Vale ressaltar que o ensaio é usualmente aplicado em locais onde é possível se escavar o solo manualmente.

**Ensaio Hilf.** Conforme DNER (1973), a curva de compactação é definida em função do teor de umidade convencional e a densidade de solo seco. Entretanto, pode-se traçar a curva de compactação em relação a outra convenção de umidade e a densidade do solo seco relativamente a essa umidade, como considerou J.W. Hilf. O método de Hilf é utilizado para verificação da qualidade de compactação do solo *in situ*.

**Controle de umidade “Speed test”.** O *speed test* é usado quando há uma necessidade de resultados de modo expedito. De acordo com a norma DNER ME 052 (1994) seu funcionamento é simples e consiste de uma reação química que acontece entre o carbureto de cálcio ( $\text{CaC}_2$ ) e as partículas de água (umidade) presente no solo, essa gerando uma pressão medida pelo equipamento, que é correlacionado com um índice de umidade.

### 2.3 Penetrômetro dinâmico de cone (DCP)

Inicialmente conhecido como o penetrômetro de Scala, foi desenvolvido em 1956 na Austrália como uma técnica de avaliação de pavimentos *in situ* para avaliar as camadas dos pavimentos. Em 1973 esse equipamento foi aprimorado na África do Sul e passou a ser conhecido como DCP. Segundo Ponce (1991), desde então este dispositivo tem sido amplamente utilizado na África do Sul, Reino Unido, Estados Unidos, Austrália e muitos outros países, por causa de sua portabilidade, simplicidade, custo-eficácia e a

capacidade de fornecer uma rápida medição de resistência a penetração (DN) do solo.

Fontes (2001) demonstrou que o equipamento DCP é um instrumento tecnológico capaz de avaliar a capacidade de suporte através do uso de correlações do tipo CBR x DN.

Lima (2000) menciona uma lista das vantagens do uso do DCP perante os métodos normalmente utilizados. Destacam-se as seguintes:

- a) avaliação estrutural de pavimentos existentes com a discretização das espessuras e resistências das camadas;
- b) controle de compactação de camadas de aterro de pavimentos e de corpos de barragem;
- c) identificação e delimitação da ocorrência de “borrachudos” durante a execução de aterros compactados;
- d) estudos da eficiência de compactação de equipamentos compactadores;
- e) verificação da variação de resistência de camadas estruturais ao longo das estações climáticas;
- f) verificação qualitativa da colapsividade de solos porosos.

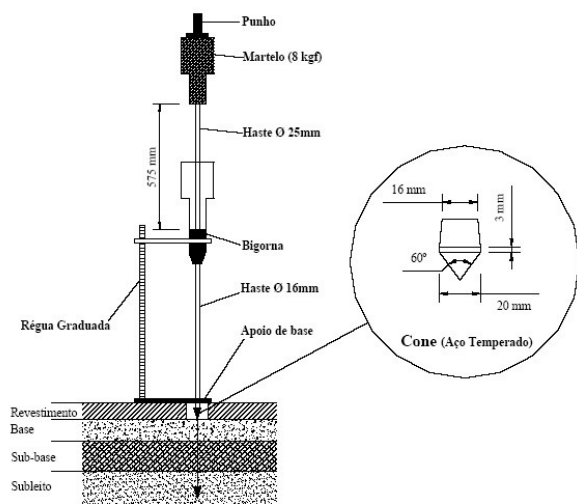
Segundo Alves (2002), a utilização do ensaio é restrita somente para misturas de agregados com ligantes asfálticos. Estes impossibilitariam a realização do ensaio, por ser impenetrável, além de correr o risco de danificar a ponta do cone do aparelho e obter resultados não confiáveis.

Não existe norma que regulamenta o ensaio DCP no Brasil. Os procedimentos e métodos para sua execução são norteados pela norma americana *ASTM D 6951 – 09 (2015) - Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications*, concebida no ano de 2003 e com sua última revisão no ano de 2015. Este documento é usado como base para pesquisas acadêmicas e para o uso, ainda acanhado no âmbito nacional, do controle tecnológico de compactação.

## 2.4 O equipamento DCP

O equipamento para ensaio de DCP é simples, portátil e de baixo custo. A Figura 22 apresenta um esquema dele.

Figura 2 – Esquema do equipamento do DCP.



Fonte: CARVALHO (2005)

O equipamento é composto basicamente por uma haste de aço de 16 mm de diâmetro, contendo em sua extremidade uma ponta cônica de aço temperado de 60° e 20 mm de diâmetro. O conjunto é puncionado para dentro do solo pelo impacto da queda de um martelo de 8 kgf de uma altura de 575mm, guiado por uma haste de 25 mm.

O resultado deste ensaio é expresso em função da taxa de penetração nos solos indeformados ou materiais compactados.

Para a obtenção de correlações, é necessária a calibração prévia do equipamento DCP em laboratório. Essa etapa é de suma importância para a obtenção de correlações para posterior aplicabilidade em campo. Tal correlação é possível de ser utilizada pela obtenção de DN (índice de penetração), que é o resultado da divisão entre a penetração sofrida do aparelho no solo pelo número de

golpes necessários para essa penetração. Isso fica mais claro na equação mostrada a seguir:

$$DN = \frac{\text{Profundidade de penetração da haste}}{\text{Quantidade de golpes aplicados}}$$

Deste modo, obter correlações com o CBR torna-se menos oneroso, pois pode ser obtida moldando-se CP's e fazendo comparações com o CBR obtido com amostras analisadas em mesmas condições de ensaio.

## 2.5 Correlações existentes

No mundo, com o estudo do DCP, estabeleceram-se variadas correlações quanto à avaliação da estrutura de solos *in loco*. Vários autores mencionam correlações com o módulo de resiliência, resistência à compressão e CBR do solo. Salientando que essas correlações levam em consideração apenas a penetração pelo número de golpes. Berti (2005) enfatiza que essas correlações são aproximações e assim devem ser usadas. Quando estima-se valores de resistência de determinado solo é comum suscitar hipóteses equivocadas, pelo fato de não serem ponderados fatores relevantes para a análise.

As correlações predominantes do ensaio DCP são em relação com o CBR, quando aplicados a pavimentação. Os estudos mais contundentes mostram que o DCP apresenta correlações satisfatórias atreladas ao ensaio CBR.

Baseando-se em modelos matemáticos de correlações já desenvolvidas, um dos modelos matemáticos para podermos estabelecer estudos é explicado por Harison (1986) e apresentado na sequência.

$$R = \left( \frac{w_1 \cdot h}{D} \right) \left( \frac{w_1 + e^2 \cdot w_2}{w_1 + w_2} \right)$$

Onde:

R: resistência à penetração;

$w_1$ : peso do martelo;

$w_2$ : peso total do equipamento (sem considerar o peso do martelo);

$h$ : altura de queda do martelo

$D$ : profundidade de penetração

$\sigma$ : coeficiente de resistência do aço.

Observando a equação apresentada, verifica-se que algumas variáveis ( $h$ ,  $\sigma$ ,  $w_1$ ,  $w_2$ ) são constantes devido às características físicas do dispositivo. Pode-se então afirmar que a resistência à penetração (R), depende diretamente da profundidade de penetração (D), porém inversamente proporcional. Em meio a essa análise existem fatores relacionados às propriedades do solo, que afetam diretamente a análise deste parâmetro.

Sendo possível constatar a resistência à penetração, Harison verifica que outras propriedades relacionadas à resistência do solo podem ser analisadas, por exemplo, índices de suporte como o CBR, onde apresenta um modelo matemático conforme a equação a seguir.

$$\log CBR = \log a - b \cdot \log DCP$$

Onde a e b são constantes obtidas por análise de regressão.

A equação recém apresentada é a mais aceita e adequada, até o momento, para relacionar estes dois parâmetros (CBR x DCP). A grande maioria dos trabalhos relacionados, que apresentam algum tipo de correlação entre

estes parâmetros tem como modelo esse formato de equação.

Partindo do início dos estudos sobre o ensaio DCP com relação ao ensaio CBR pode-se destacar alguns autores que correlacionam seus resultados. Carvalho (2006) menciona Kleyn (1975), Smith e Pratt (1983), TRRL (1986), Harison (1986 e 1987), Livneh e Ishia (1987) e Webster (1992) como as correlações que mais se destacam.

Berti (2005) e Carvalho (2005) elencam uma série de correlações em seus trabalhos, onde destacam as correlações nacionais. Na Tabela 1 são apresentadas as correlações nacionais expostas pelos autores e na Tabela 2 são apresentadas algumas das correlações internacionais encontradas na bibliografia.

SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTECNIA DO RIO GRANDE DO SUL  
GEORS 2017

Tabela 1 – Correlações Nacionais

<b><i>Autores- Instituição</i></b>	<b><i>Correlações Obtidas</i></b>	<b><i>Observações</i></b>
Lima - ITA	$\log CBR = 2,809 - 1,288 \cdot \log DCP$	Pesquisa desenvolvida para solos lateríticos e transicionais, de natureza argilosa e arenosa.
Heyn - DER/PR	$CBR = 443,45 \cdot DCP^{-1,20}$	-
Vertamatti e Oliveira - ITA	$\log CBR = 2,490 - 1,057 \cdot \log DCP$	Pesquisa desenvolvida para solos transicionais.
Cardoso e Trichês	$CBR = 512,64 \cdot DCP^{-1,25}$	Determinação nas condições de moldagem de campo.
	$CBR = 151,58 \cdot DCP^{-1,03}$	Determinação em laboratório, para o dimensionamento (imerso).
Nogami e Villibor	$Mini - CBR = 360 \cdot DCP^{-1,179}$	Para solos com comportamento laterítico com ponteira com ângulo de 30 graus.
Rölun e Nogueira	$\log Mini - CBR = 2,034 - 1,1147 \cdot \log UFV - II$	Para solos arenosos finos lateríticos do estado de São Paulo.

Fonte: Fonte: Berti (2005) e Carvalho (2005)

SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTECNIA DO RIO GRANDE DO SUL  
GEORS 2017

Tabela 2 – Correlações Internacionais

<b><i>Autores/Países</i></b>	<b><i>Correlações Obtidas</i></b>	<b><i>Observações</i></b>
Harison/Indonésia	$\log CBR = 2,81 - 1,32 \cdot \log DCP$  $\log CBR = 2,55 - 1,14 \cdot \log DCP$	<p>A correlação 01 foi obtida para solos argilosos, areia bem graduada e cascalho bem graduado.</p> <p>A correlação 02 foi obtida pra solos coesivos e granulares.</p>
Colômbia	$CBR = 567 \cdot DCP^{-1,40}$  $CBR = 239 \cdot DCP^{-1,24}$	Equações encontradas para solos Tropicais (01) e solos brandos da savana (02).
Livneh	$\log CBR = 2,56 - 1,16 \cdot \log DCP$	Equação pesquisada para solos coesivos granulares no ano de 1987.
Livneh	$\log CBR = 2,45 - 1,12 \cdot \log DCP$	Equação pesquisada para solos coesivos granulares no ano de 1992.
Websneh	$\log CBR = 2,46 - 1,12 \cdot \log DCP$	Equação pesquisada para vários tipos de solo (1992).
Esse	$\log CBR = 2,44 - 1,07 \cdot \log DCP$	Desenvolvida para agregados de base.
NCDOT	$\log CBR = 2,60 - 1,07 \cdot \log DCP$	Materiais coesivos e agregados de base.
Coonse	$\log CBR = 2,53 - 1,14 \cdot \log DCP$	Solos residuais.
Illnois Department of Tansportation	$\log CBR = 0,84 - 1,26 \cdot \log DCP$	-

SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTECNIA DO RIO GRANDE DO SUL  
GEORS 2017

<b><i>Autores/Países</i></b>	<b><i>Correlações Obtidas</i></b>	<b><i>Observações</i></b>
Peradeniya Engineering Faculty e Central Provincial Council/Sri Lanka	$\log CBR = 2,182 - 0,872 \cdot \log DCP$	Amostra deformada não-saturada.
	$\log CBR = 1,145 - 0,336 \cdot \log DCP$	Amostra não-saturada e não deformada.
	$\log CBR = 1,671 - 0,577 \cdot \log DCP$	Amostra deformada saturada.
TRRL/Inglaterra	$\log CBR = 1,966 - 0,667 \cdot \log DCP$	Amostra deformada não-saturada, composta por cascalho, areia e solo fino.
	$\log CBR = 2,480 - 1,057 \cdot \log DCP$	Com ponta de 60° de angulação.
Hasim e Mustafa/Malásia	$\log CBR = 2,43 - 0,99 \cdot \log DCP$	Amostras indeformadas.
Livneh e Ishai/Israel	$\log CBR = 2,20 - 0,71 \cdot \log DCP$	Ponteiras de 30° de angulação, em amostras indeformadas saturadas de argila e silte.
Angelone/Argentina	$\log CBR = 2,563 - 1,050 \cdot \log DCP$	Amostras de solos arenosos finos, de região litorânea.
Kleyn/África do Sul	$\log CBR = 2,60 - 1,26 \cdot \log DCP$	-
Ponce/Chile	$\log CBR = 2,89 - 1,46 \cdot \log DCP$	Amostras de solos argilosos e arenosos.
Smith e Pratt/Austrália	$\log CBR = 2,55 - 1,15 \cdot \log DCP$	Ponteiras de 30°
Kleyn e Van Heerden (1983)	$\log CBR = 2,632 - 1,280 \cdot \log DCP$	Correlação defendida por organismos internacionais, para ponteiras de 60° de angulação.



<b><i>Autores/Países</i></b>	<b><i>Correlações Obtidas</i></b>	<b><i>Observações</i></b>
Van Vuuren (1969)	$\log CBR = 2,503 - 1,150 \cdot \log DCP$	Correlação defendida por organismos internacionais, para ponteiros de 30° de angulação.

Fonte: Berti (2005) e Carvalho (2005)

### 3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O ensaio de DCP mostra-se mais vantajoso quando tratamos de controle tecnológico em compactação de solos. Além de ser um equipamento de fácil locomoção e de simples operação, seu resultado pode ser correlacionado com as características locais de solo, o que diminui a margem de erros das análises.

É possível afirmar que o ensaio apresenta resultados satisfatórios em locais onde não há a presença de blocos de rocha e matacões. Em regiões onde esses elementos se fazem presentes esse ensaio pode apresentar variações, onde o resultado passa a ser duvidoso. Para utilização deste ensaio, com uso de correlações assertivas, deve ser feito em camadas de material homogêneo.

O ensaio deve ser mais explorado nacionalmente, devido a sua agilidade para execução e obtenção de resultados, que com os procedimentos de controle convencionais utilizados se mostra oneroso. A demora ou imprecisão dos resultados de um ensaio de controle de qualidade pode atrasar as frentes de trabalho ou gerar retrabalho ou custos de manutenção mais elevados.

Salienta-se ainda que a normatização do equipamento e procedimento do ensaio de DCP no Brasil se faz muito importante, para um maior conhecimento, entendimento e confiança dos técnicos que aqui atuam.

### 4 REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7182: Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro, 1986.

ALVES, A. B. C. Avaliação da Capacidade de Suporte e Controle Tecnológico de Execução da Camada Final de Terraplenagem Utilizando o Penetrômetro Dinâmico de Cone. 2002. 171 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2002.

Berti, Carolina, Avaliação da capacidade de suporte de solos “in situ” em obras viárias através do Cone de Penetração Dinâmica – Estudo experimental / Carolina Berti. - Campinas, SP: [s.n.], 2005.

CARVALHO, Ronaldo Gonçalves de. Correlações entre os ensaios DCP e CBR para solos saprolíticos de textura fina. 2005. 141 f. Tese de Mestrado em Engenharia de Infra-Estrutura Aeronáutica – Área de Infra-Estrutura Aeroportuária – Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM. Energia de compactação dos solos para pavimentação. Belo Horizonte: ANT, 1973. 83p

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER. ME 052: Solos e agregados miúdos –

SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTECNIA DO RIO GRANDE DO SUL  
GEORS 2017

determinação da umidade com emprego do Speedy. Rio de Janeiro, 1994.

Transportes) – Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, 2000.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER. ME 092/94: Determinação da Massa Específica Aparente “in situ”, com Emprego do Frasco de Areia. Rio de Janeiro, 1994.

Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodovias. Manual de pavimentação. 3.ed. – Rio de Janeiro, 2006.

FONTES, L. P. T. da L., Contribuição à Investigação Geotécnica de Vias Urbanas Não Pavimentadas Através do Emprego do Penetrômetro Dinâmico de Cone, Dissertação de Mestrado, Pós-Graduação em Eng. Civil - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2001.

FORTES, R. M.; MERIGHI, J. V. Controle Tecnológico e Controle de Qualidade – Um Alerta sobre sua Importância. In: Congresso Brasileiro de Ensino de Engenharia, 2004, Brasília. Anais... Brasília: Anais do Congresso Brasileiro de Ensino de Engenharia, 2004.

FRAENKEL, Benjamin B. Engenharia rodoviária. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1980. 852p.

HARISON, J. A., Correlation of CBR and Dynamic Cone Penetrometer Strength Measurement of Soil, Australian Road Research, Technical Note No. 2, pág. 130 a 136, 1986.

LIMA, L. C. O Ensaio DCP Aplicado no Controle de Qualidade de Compactação de Obras Viárias Executadas com Solos Lateríticos de Textura Fina. 2000. 149 p. Tese (Mestrado em Infra-estrutura de

# **PATOLOGIAS OCORRENTES NAS FUNDAÇÕES DE DIFERENTES MODELOS CONSTRUTIVOS E EM COMPOSIÇÕES DE SOLOS DE CARACTERÍSTICAS DISTINTAS: UMA REVISÃO DA LITERATURA**

**Caroline Tedesco Jovanovics**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil da Universidade de Caxias do Sul  
ctjovanovics@ucs.br

**Jaqueline Bonatto**

Professora do curso de Engenharia Civil da Universidade de Caxias do Sul  
jbonatto4@ucs.br

**Matheus Lemos Nogueira**

Professor do curso de Engenharia Civil da Universidade de Caxias do Sul  
mlnogueira@ucs.br

**Resumo.** *Esta revisão da literatura tem por objetivo apresentar de forma detalhada as causas geradoras das manifestações patológicas que podem ser encontradas nas fundações de qualquer tipo de construção, nas quais não foram tomadas algumas medidas importantes de precaução. Com isso, são provocadas as patologias que são fenômenos que comprometem a vida útil e o desempenho das estruturas. Muitos problemas podem ser minimizados ainda em fase de projeto, fazendo o uso de pequena parte do investimento despendido para estudos e processos que podem evitar uma reparação onerosa e até a condenação estrutural. As características intrínsecas de cada tipo de solo devem ser compatibilizadas com a estrutura da fundação. Os materiais e modelos construtivos utilizados possuem extrema importância em todo o processo de desenvolvimento, devendo ambos estar em conformidade ao meio de inserção/exposição e às solicitações atuantes.*

**Palavras-chave:** *Patologias. Fundações. Solos.*

## **1. INTRODUÇÃO**

Conforme observado nos últimos anos em nosso país, ocorreu um crescimento significativo no cenário da construção civil devido à necessidade de suprir à demanda de desenvolvimento de investimentos de outros setores da nação. Porém, com o aumento desenfreado na quantidade de obras à serem executadas, o mesmo investimento não foi acompanhado na qualificação da mão-de-obra, na execução dos projetos e nem na realização de estudos preliminares do solo (Ferreira, 2016).

Com isso, ocorre o surgimento das patologias das fundações, problema este associado à escassez de mão-de-obra qualificada, ausência de estudos iniciais no solo e à necessidade de conclusão de obras em prazos cada vez menores para atendimento do mercado (Oliveira, 2012).

Fundações são elementos estruturais responsáveis pela transferência de cargas das edificações para uma camada resistente do solo de determinada área de um terreno. O sistema de fundações é constituído por toda a área construída localizada abaixo do solo e

envolvida pelo mesmo, encarregada de resistir às tensões geradas pelos esforços solicitantes (Barros, 2011).

As fundações são projetadas levando em consideração a carga a que serão submetidas e o tipo de solo onde serão construídas. Ambas condições devem estar interligadas para que a fundação consiga desempenhar a sua função portante (Melhado *et AL.*, 2002).

Nesse contexto, quando não bem avaliados os fatores descritos anteriormente surgem as patologias, fenômeno este responsável pela geração de inúmeros problemas ao longo do conjunto estrutural. Evidencia-se também, que não é possível evitar este tipo de manifestação durante a elaboração do projeto estrutural, pois existem situações que são apresentadas apenas nos processos de execução e pós-conclusão das fundações (Ribeiro *et AL.*, 2014).

De acordo com Brito (1987) *apud* Melhado *et al.* (2002), fundações bem projetadas correspondem de 3% a 10% do custo total da edificação. Quando este não for o caso, se mal concebidas e mal projetadas, podem atingir de 5 a 10 vezes o custo da solução mais adequada para o caso.

O presente estudo tem por objetivo expor, através de uma revisão da literatura, quais são as patologias que ocorrem nas fundações, identificando as causas e ações que ocasionaram a sua geração, em razão de não terem sido ponderadas anteriormente. Além disso, consistirá em um guia, para que através das informações reunidas se possa evitar ao máximo a origem desse transtorno que compromete a funcionalidade das edificações.

## 2. PATOLOGIAS DAS FUNDAÇÕES

Ribeiro *et al.* (2014) utiliza a expressão “Patologias das Fundações” para se referir aos problemas encontrados na base de uma edificação, dos quais busca-se identificar as causas e os efeitos de sua formação. Através

disso, é possibilitada a realização de um diagnóstico, o qual norteia para algum tipo de processo de correção.

Já para Do Carmo (2003), o termo trata-se de uma ciência que pode ser entendida como um ramo da engenharia que estuda a origem dos vícios construtivos que ocorrem durante o processo executivo das edificações. Sustenta que através da descoberta das origens e causas é possível evitar que os mesmos problemas continuem sendo causados nas futuras construções.

Ambas definições do assunto apresentam características semelhantes em relação a identificação da manifestação em processo de formação. Entretanto, uma definição realça que através do ocorrido é possível identificar a forma adequada de intervenção e, a outra, evidencia para que não ocorra persistência ao erro devido aos vícios construtivos criados no passado.

### 2.1 Origens e Causas

Segundo Milititsky *et al.* (2015), são cinco as fases em que os problemas à nível das fundações podem ter origem, sendo elas:

- a) Caracterização do comportamento do maciço;
- b) Análise e projeto das fundações;
- c) Execução das fundações;
- d) Ações pós-conclusão das fundações;
- e) Degradação dos materiais constituintes das fundações.

**Caracterização do comportamento do maciço.** Para Milititsky *et al.* (2015), a investigação geotécnica realizada no solo é a principal etapa que descreve informações importantes sobre a capacidade de desempenho de suporte do maciço. A ausência dessa análise é a causa mais frequente de problemas nas fundações. A identificação e sua caracterização são essenciais para a solução de qualquer tipo de contratempo que

possa surgir. Um programa adequado de investigação do subsolo tem seu custo e abrangência proporcional ao valor da obra e complexidade do problema. No Brasil, o programa preliminar é normalmente desenvolvido com base em ensaios *SPT* – *Standart Penetration Test* (ABNT NBR 6484/2001).

Conforme Barros (2011), a determinação das características do maciço do solo é realizada através do levantamento de dados da variabilidade das camadas e da profundidade de cada uma delas, da verificação da existência de camadas adensáveis ou resistentes, da compressibilidade e resistência do solo e a posição do nível d'água.

De acordo com Melhado *et al.* (2002), através dos dados obtidos no processo de sondagem podemos conhecer diversos aspectos do solo que serviram de base para a escolha do tipo de fundação que melhor se adapte ao caso. Na maioria dos casos, a realização de sondagens simples (sondagem à percussão) é suficiente para a avaliação do subsolo. Porém, dependendo da dimensão da complexidade da obra, podem ser realizados também outros tipos de estudos e pesquisas complementares como, por exemplo, poços exploratórios, ensaios de penetração contínua e ensaio de palheta.

As patologias geradas nessa fase são causadas, segundo Milititsky *et al.* (2015), devido: investigação insuficiente (número de pontos de sondagens desapropriado ou insuficiente), interpretação inadequada dos dados de programas de investigação (adoção de modelos incompatíveis de análise e falta de compatibilização com resultados de ensaios em campo) e alguns casos especiais (presença de vegetação, solos colapsíveis ou expansíveis, materiais cársticos, presença de matacões ou regiões de mineração).

Conforme descreve Barros (2011), os pontos de sondagem devem ser distribuídos de forma criteriosa e devem ter profundidade

equivalente ao número de camadas que podem possam influenciar reação na fundação. Em fundações de edificações, o número mínimo de pontos de sondagens e a sua localização ao longo do terreno é definido conforme a área a ser construída. A execução de sondagens é o meio que identifica essas características e representa em torno de 0,05% a 0,005% do custo total da obra.

**Análise e projeto das fundações.** De acordo com Schnaid *et al.* (2005), um projeto de fundações é calculado a partir da determinação das solicitações de projeto e da adoção de um modelo de subsolo. Após isso, todas as informações são reunidas e é realizado o estudo do comportamento do solo frente à ação das cargas e à transmissão dos esforços ao solo.

Segundo Schnaid *et al.* (2005), após a definição de todas as solicitações que atuam na estrutura, o projetista tem de escolher o modo como vão ser transmitidas estas cargas ao solo, verificando sempre a segurança quanto à tensão admissível do solo, sendo este processo efetuado através do cálculo analítico do comportamento do solo, tensões, deformações e o comportamento do tipo de fundação adotada.

De acordo com Barros (2011), após realizados os estudos de análise necessários, são descartadas as fundações que oferecem limitação de emprego para a obra em que se está viabilizando construir. Relata também que, alguns projetistas de fundação elaboram projetos com diversas soluções, para que o construtor tenha uma gama de opções de escolha de acordo com a sua disponibilidade financeira e o prazo de conclusão desejado.

Nesta fase, os problemas decorrentes, segundo Schnaid *et al.* (2005), podem ser classificados como:

- a) Problemas envolvendo o comportamento do maciço;

- b) Problemas envolvendo os mecanismos de interação solo - estrutura;
- c) Problema envolvendo o desconhecimento do comportamento das fundações: cada tipo de fundação interage com as cargas de forma específica o que afeta o comportamento da estrutura;
- d) Problemas relativos à estrutura de fundação: problemas causados pelo projeto ou detalhes estruturais do projeto;
- e) Problemas envolvendo as especificações construtivas;
- f) Fundações sobre aterros.

**Execução das fundações.** Em um estudo recente, Milititsky *et al.* (2015) descreve que as falhas de execução constituem o segundo maior problema de comportamento nas fundações. Para o sucesso na concepção e construção de uma fundação se faz necessária as especificações precisas e detalhadas de materiais e procedimentos em conformidade com a boa prática, uso de processos construtivos apropriados executados com pessoal experiente e equipamento adequado, acompanhados de supervisão e controle construtivo rigoroso.

Schnaid *et al.* (2005) refere que as patologias associadas aos problemas construtivos de fundações podem ser separadas em dois grupos:

- a) Problemas de execução em fundações superficiais;
- b) Problemas de execução em fundações profundas.

Segundo Schnaid *et al.* (2005) os problemas de execução de fundações superficiais ou fundações diretas são classificados quanto à sua origem que pode ser relacionado ao solo sobre o qual são assentes ou problemas com origem nos elementos estruturais da fundação.

De acordo com De Carvalho (2010), as fundações superficiais são aquelas que apresentam maior número de patologias

devido a serem as mais utilizadas e fáceis de implementar. Muitas vezes as fundações deste tipo de obras são executadas sem qualquer tipo de projeto por pessoas inexperientes ou sem capacidade para o efeito. Em muitos outros casos são executados projetos de fundações com base em projetos de outras obras vizinhas semelhantes, acarretando à falta de execução de ensaios aos solos.

Já em relação às fundações profundas, Schnaid *et al.* (2005) refere que o sucesso da execução de fundações profundas está relacionado com as características de execução de cada modelo desse tipo de fundação, a adoção do perfil típico do solo e a análise através de métodos específicos e cálculos. Os processos e métodos construtivos das fundações profundas têm de ser aplicados de forma que as condições no terreno sejam as mesmas que as que foram previstas no projeto para que haja conformidade entre os meios.

Para De Carvalho (2010), a execução de fundações profundas é um processo que depende das variabilidades das condições encontradas no campo, como a variação das características do subsolo, limites de equipamento, entre outros aspectos. Durante a execução de fundações profundas deve-se levar em consideração que a execução de uma fundação pode afetar o solo e as fundações vizinhas existentes, provocando alterações nas condições iniciais do projeto.

As patologias mais comuns em problemas que ocorrem na execução de fundações profundas conforme Schnaid *et al.* (2005), são:

- a) Erros de localização de implantação;
- b) Patologias devido a desvios de execução;
- c) Erros na geometria dos elementos a executar, o que pode diminuir a resistência da estrutura;
- d) As alterações efetuadas sem indicação no projeto, como substituição de elementos



projetados por outros equivalentes, devido à ausência de meios para a sua execução;

e) Problemas relacionados com a inclinação final dos elementos executados serem diferentes da inclinação indicada em projeto devido às dificuldades construtivas ou erros, que podem provocar uma distribuição de cargas diferente do projetado e, conseqüentemente, gerar instabilidade na estrutura;

f) Problemas na ligação entre as estacas e o maciço de encabeçamento, o qual tem a ver com a falta de limpeza das cabeças das estacas antes da betonagem, o que pode originar deformações durante o carregamento da estrutura;

g) Problemas na ligação entre seções de elementos diferentes ou a amarração entre eles;

h) Erros devido a defeitos de posicionamento das armaduras dos elementos estruturais que provocam uma má transmissão das cargas.

**Ações pós-conclusão das fundações.** Essa fase, segundo Milititsky *et al.* (2015), é composta por situações em que as estruturas de fundações já foram concluídas e que apresentam comportamento adequado de funcionalidade, onde sob a ação de eventos de pós-conclusão, passam a desenvolver problemas de desempenho colocando em risco à estabilidade e a segurança da estrutura.

Para Schnaid *et al.* (2005), alguns destes eventos podem ser previstos durante a fase de concepção do projeto podendo ser adotadas medidas preventivas (coeficientes extras de segurança), outros são imprevisíveis e acabam gerando possíveis acidentes. As patologias mais comuns nestes tipos de casos podem ser separadas em três grupos, de acordo com: alterações no carregamento da estrutura, movimentações do solo devido a ações externas, e por fim, vibrações e choques.

Conforme Milititsky *et al.* (2015), o excesso de carregamento na edificação resulta em mudanças em seu comportamento comprometendo seu desempenho, ocasionado, na maioria das vezes, pela modificação do uso de determinado tipo de estrutura. A alteração do uso de terrenos vizinhos, como por exemplo, estocagem de materiais pesados e/ou construções de novas edificações sem a realização de junta (quando necessário em ampliações e em obras de divisa), podem promover uma movimentação no solo que compromete a sustentação do elemento existente.

Milititsky *et al.* (2015), descreve que a execução de grandes escavações provoca, necessariamente, a movimentação da massa de solo junto à elas ou a estruturas de contenção, em razão da perda de material, variação no estado inicial de tensões ou rebaixamento do lençol freático, com eventual adensamento de solos saturados. Esses efeitos dependem das fundações existentes nas proximidades e da sensibilidade aos recalques das estruturas próximas.

Para Schnaid *et al.* (2005), quando são feitas alterações no uso de uma estrutura as solicitações também são alteradas, o que pode representar um incremento significativo nas cargas que são suportadas pelas fundações e causar problemas que podem levar ao surgimento de patologias. Exemplifica citando que este tipo de situação é típica de prédios comerciais e industriais onde surgem alterações das funções para que tinham sido projetadas inicialmente pelo incremento de novas instalações para desenvolvimento de outras atividades.

Conforme os estudos de De Carvalho (2010), as movimentações de solos devido a ações externas estão diretamente relacionadas às situações de construção como, por exemplo, escavações, explosões, rebaixamento do nível freático, tráfego pesado, demolições,

implantação de fundações profundas e compactação de solos.

Segundo Schnaid *et al.* (2005) este tipo de ação afeta principalmente as fundações superficiais assentes em solos granulares, pois as vibrações e choques gerados podem provocar o rearranjo das partículas e a diminuição do índice de vazios, o que pode ocasionar os denominados assentamentos estruturais. Com isso, a remodelação do solo provoca a movimentação da estrutura até ficar estabilizada.

***Degradação dos materiais constituintes da estrutura.*** Conforme De Carvalho (2010), a degradação dos materiais e dos elementos estruturais devido ao contato direto com o solo e a água deve ser considerada ainda em fase de projeto para que se possa prolongar o maior tempo possível a integridade da estrutura.

Milititsky *et al.* (2015) alega que é na etapa de investigação do solo que devemos identificar a presença de agentes contaminantes ou agressivos para que seja viabilizada uma solução adequada ao problema. Um ambiente agressivo pode ser identificado pela resistividade e medição do pH do solo, teor de sulfatos e cloretos existentes em sua composição.

De acordo com De Carvalho (2010), os materiais sujeitos à geração de patologias decorrentes de sua degradação e mais utilizados nas fundações são: betão (concreto), o aço, a madeira e a rocha.

De acordo com Mendonça (2005), uma estrutura composta por betão deve ser capaz de garantir os requisitos de durabilidade e segurança para que apresente conformidade de desempenho. As causas da degradação do betão têm principalmente duas origens, são elas: erros humanos e causas naturais.

Para Moreira *et al.* (2007), os erros humanos são originados na fase de concepção da estrutura, como também na fase de construção. Deve-se considerar a classe de

exposição ambiental à que o betão estará sujeito para que seja definida a dosagem mínima de relação água/cimento, que definirá a classe de resistência do composto final. Na fase da construção, os erros ocasionados mais frequentes são: a incorreta composição, colocação, cura e compactação do betão, recobrimento das armaduras, má interpretação do projeto e deficiente qualidade dos materiais utilizados.

Moreira *et al.* (2007), em relação às causas naturais, descreve que as ações produzidas no podem ser divididas em três tipos: ações químicas, ações físicas e ações biológicas.

Conforme De Carvalho (2010), as ações químicas podem ser geradas através dos processos de carbonatação, agressões por íons de cloro e por sais sulfatados e a reação álcali-agregado. Já as ações físicas podem ser geradas por ciclos de gelo/degelo, retração, temperaturas elevadas, abrasão, erosão e cavitação. E, por fim, as ações biológicas podem ser geradas pelas ações dos esgotos, devido à presença do enxofre que é transformado em ácido ou sulfatos, pela presença de microorganismos, levando em consideração também às ações de origem vegetal e as de origem animal.

Segundo Rebello (2008), a reação álcali-agregado é uma das patologias das fundações que atinge o concreto de forma mais agressiva. Trata-se de um processo químico que acontece entre os álcalis do cimento e os minerais dos agregados (areia ou pedra) na presença de umidade.

De acordo com Moreira *et al.* (2007), essa reação álcali-agregado provoca a expansão do concreto através da geração de um gel expansivo, produzindo assim fissuras generalizadas que comprometem o cobrimento da armadura da fundação. Assim sendo, a armadura acaba ficando exposta, iniciando-se um quadro de corrosão. Por fim, com o nível de degradação do concreto e, conseqüente,

deterioração da armadura, a função da estrutura fica completamente comprometida e pode levar a fundação à ruptura.

Para De Carvalho (2010), o aço é um material que está sujeito a processos de corrosão, os quais podem ser entendidos como a forma que um metal tem para retornar a um composto mais estável.

De acordo com Mendonça (2005), para que o aço não esteja sujeito a ações corrosivas é necessário que não exista umidade e nem a presença de oxigênio. Com isso, em ambientes secos esse processo de corrosão não tem início pois não há presença de umidade apesar de ocorrer o consumo de oxigênio. Porém, quando o aço sofre efeitos desse tipo de ataque químico, ocorre uma variação de volume de sua seção, gerando tensões no material que se encontra envolvido por uma camada de concreto, ocasionando assim, os chamados deslocamentos ou descolamentos.

Já para Milititsky *et al.* (2015), a corrosão do aço ocorre se os elementos de fundação estiverem em contato com solos contendo materiais agressivos ou aterros, se estiverem localizados em ambiente marinho ou submetidos aos efeitos de variação de nível de água. A ação da corrosão é função da temperatura ambiente, pH, acesso ao oxigênio e da química do ambiente circundante ao elemento de fundação.

A utilização da madeira, de acordo com Fiorelli *et al.* (2005), em alguns elementos das fundações do tipo pilar-estaca, tratam-se de estruturas completamente imersas na água, o que contribui diretamente para o aparecimento de fungos e a degradação da madeira.

Em estudos realizados por Milititsky *et al.* (2015), as estacas de madeira são utilizadas de modo mais intenso como fundações de estruturas provisórias no Brasil, mas em certas regiões e circunstâncias têm uso como elementos de suporte permanente. Em cais e ancoradouros seu uso é bastante difundido.

Campos (2002) citou alguns fatores que contribuem com a decomposição da madeira, sendo estes: presença de oxigênio, teores de umidade da madeira superiores a 20%, temperaturas favoráveis, suprimento de alimentação adequada e acidez do meio.

Conforme Campos (2002), quando a madeira é exposta ao intemperismo, é provocada a formação de fendas longitudinais na peça de madeira, causando assim sua deterioração.

As rochas, segundo Schwirck (2005), quando utilizadas em fundações diretas eram executadas em blocos de pedra de monumentos históricos antigos, onde nesses casos eram utilizadas rochas brandas que sofreram degradação ao longo do tempo devido à agressividade do meio.

De acordo com, Moreira *et al.* (2007), essa deterioração das rochas ocorre devido em sua composição existir minerais reativos que em contato com os agentes agressivos de outros compostos acabam reagindo.

## 2.2 Estudo dos Solos

A realização do estudo dos solos descreve uma etapa inicial significativa de um projeto de fundação, no qual é possível conhecer algumas classificações e propriedades dos solos, as quais são importantes para determinar possíveis problemas futuros. Dessa maneira, pode-se obter uma precisão maior na análise do tipo de fundação mais adequada em cada projeto em função do tipo de solo presente (Dos Santos, 2014).

De acordo com Botelho e Carvalho (2007), os solos são constituídos de seixos, pedregulhos, areias, siltes e argilas. Essa classificação é obtida em função do diâmetro das partículas que compõem o solo. É feita mediante uma análise granulométrica, onde o solo é passado por peneiras de diversas aberturas para a caracterização da amostra. Dessa forma, pode ser determinado o diâmetro

máximo da porção que passou pela peneira e sua porcentagem.

Conforme apresentado na Tabela 1, dependendo da quantidade de cada tipo de solo encontrado na amostra, dá-se a ela uma denominação.

Tabela 1 – Distribuição dos tipos de solos e suas denominações.

Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	Denominação
80 - 100	0 - 20	0 - 10	Areia
0 - 20	80 - 100	0 - 20	Silte
0 - 50	0 - 50	50 - 100	Argila
50 - 80	0 - 50	0 - 20	Areia Siltosa
40 - 80	0 - 40	20 - 30	Areia Argilosa
0 - 40	40 - 70	0 - 20	Silte Arenoso
0 - 30	40 - 80	20 - 30	Silte Argiloso
30 - 70	0 - 40	30 - 50	Argila Arenosa
0 - 30	20 - 70	30 - 50	Argila Siltosa

Fonte: Rebello, 2008.

A avaliação de seus índices físicos como a umidade do solo, peso específico natural, peso específico dos sólidos, peso específico aparente seco, índices de vazios, porosidade e grau de saturação são parâmetros que descrevem as características de correlação entre os pesos e os volumes de cada parcela da amostra. A descoberta quanto à classificação da origem do solo é um parâmetro que proporciona a descoberta de sua formação e composição (Dos Santos, 2014).

### 2.3 Modelos de Fundações

Os parâmetros que devem ser analisados para a escolha do tipo correto de fundação a ser aplicado em determinado caso de projeto são: a realização de levantamento topográfico da área, caracterização do maciço de solo, dados da estrutura à ser executada, dados sobre as construções vizinhas e aspectos econômicos. As fundações podem ser classificadas em fundações diretas/rasas e indiretas/profundas (Melhado *et AL.*, 2002).

**Fundações diretas/rasas.** São aquelas em que a carga da estrutura é transmitida diretamente ao solo pela fundação. São executadas em valas rasas, com profundidade máxima de 3 metros. Esse tipo de fundação é utilizado quando a camada resistente à carga da edificação não excede a duas vezes a menor dimensão ou se encontra a menos de 3 metros de profundidade. Podem ser caracterizadas por: sapatas corridas ou contínuas, sapatas isoladas, radiers, blocos e alicerces (BARROS, 2011).

Segundo Velloso e Lopes (1998), para a viabilidade deste tipo de modelo é necessário que o solo tenha resistência suficiente para suportar as solicitações logo nas primeiras camadas.

De acordo Milititsky *et al.* (2005), os problemas típicos decorrentes deste tipo de fundação são: tensões de contato excessivas incompatíveis com as reais características do solo, resultando em recalques inadmissíveis ou rupturas; fundações sobre solos compressíveis sem estudo de recalques, resultando grandes deformações; fundações apoiadas em materiais de comportamento muito diferente sem junta, ocasionando o aparecimento de recalques diferenciais; fundações apoiadas em crosta dura sobre solos moles, sem análise de recalques, ocasionando a ruptura ou grandes deslocamentos das fundações.

**Fundações indiretas/profundas.** São aqueles que transferem a carga por efeito de atrito lateral do elemento com o solo e por meio de um fuste. São aquelas cujas bases estão implantadas a mais de duas vezes a sua menor dimensão, e a mais de 3 metros de profundidade. Estas estruturas de transmissão podem ser estacas ou tubulões (BARROS, 2011).

Conforme Milititsky *et al.* (2005), os problemas típicos decorrentes deste tipo de fundação são: estacas de tipo inadequado ao subsolo; geometria inadequada, comprimento

ou diâmetro inferiores ao necessário; estacas apoiadas em camadas resistentes sobre solos moles; ocorrência de atrito negativo não previsto para a carga admissível adotada.

Segundo Rebello (2008), este tipo de sistema construtivo é utilizado quando não for possível obter a tensão admissível ao projeto em pequenas profundidades. Trata-se de um modelo executivo que apresenta um grau de complexidade maior, sendo assim, mais passível de erros executivos e estruturais.

### 3. PRINCIPAIS PATOLOGIAS DAS FUNDAÇÕES

A patologia das fundações mais comum é a gerada com a interação do solo-estrutura, descrita como recalque. Todas as obras sofrem recalques, porém, todas suportam um certo nível (tensões admissíveis). Recalque é a deformação do solo quando submetido às cargas que provocam a movimentação da estrutura da fundação (Rebello, 2008).

Já para Milititsky *et al.* (2005), recalque é o deslocamento vertical ou inclinação que uma edificação, piso ou aterro sofre devido a diminuição dos vazios do solo de apoio de suas fundações.

Conforme Caputo (2012), é possível distinguir três tipos de recalques devidos às cargas estáticas: por deformação elástica, escoamento lateral e adensamento.

Rebello (2008), descreve que os recalques imediatos (elásticos) é os que ocorrem imediatamente após a aplicação da carga e são maiores em solos não coesivos, ou seja, em solos não argilosos. E relata também que, o recalque por escoamento lateral trata-se da migração de solo de regiões mais solicitadas para as menos solicitadas, ou seja, o deslocamento se dá do centro para a lateral.

Segundo Caputo (2012), o recalque por adensamento é o que apresenta diminuição no volume aparente do maciço de solo, a qual é causada pelo fechamento dos vazios deixados

pela água expulsa em função da pressão da fundação aplicada ao solo. São recalques lentos, quando se tratando de argilas, face ao baixo coeficiente de permeabilidade.

Já para Rebello (2008), o recalque por adensamento pode ser estabilizado quando toda a água entre os grãos de solo é expulsa, não mais ocorrendo a diminuição do volume do solo.

#### 3.1 Classificação dos Recalques das Fundações

Segundo Velloso e Lopes (2004), os efeitos dos recalques nas estruturas podem ser classificados em 3 grupos.

**Danos estruturais.** São os danos causados à estrutura propriamente dita (pilares, vigas e lajes);

**Danos arquitetônicos.** São os danos causados à estética da construção, tais como fissuras, trincas em paredes e acabamentos, rupturas de painéis de vidro ou mármore;

**Danos funcionais.** São os causados à utilização da estrutura com refluxo ou ruptura de esgotos e galerias, emperramento das portas e janelas, desgaste excessivo de elevadores (desaprumo da estrutura), etc.

#### 3.2 Causas dos Recalques

De acordo com Ribeiro (2014), as origens de problemas geradores de recalques são: o rebaixamento do lençol freático, solos colapsíveis em contato com a ação da água, escavações em áreas adjacentes à fundação, vibrações oriundas da operação de equipamentos e escavação de túneis.

Já para Dos Santos (2014), são muitos outros os fatores que contribuem para a formação dessa patologia. São eles: a superposição de pressões, a deficiência na

investigação geotécnica, fundações sobre aterros, alteração da função da estrutura, rebaixamento do lençol freático, solos colapsíveis, solos expansivos, infiltração, erosão, escavações próximas, efeito tschebotarioff, influência da vegetação e zonas cársticas.

### 3.3 Estudos de Casos

**Torre de Pisa.** De acordo com Dos Santos (2014), a torre está localizada na Itália, na cidade de Pisa e leva o nome da cidade que é conhecida pelo caso de recalque de fundação, com uma inclinação notável. A torre começou a inclinar-se para sudeste logo após o início da construção, em 1173, devido a uma fundação mal construída e a um solo de fundação mal consolidado, que permitiu à fundação ficar com assentamentos diferenciais conforme pode ser visto na Figura 1.

Figura 1. Torre de Pisa, Itália.



Fonte: Ribeiro et al. (2014).

A torre atualmente se inclina para o sudoeste. A altura do solo ao topo da torre é de 55,86 metros no lado mais baixo e de 56,70 metros na parte mais alta. A torre tem 296 ou 294 degraus: o sétimo andar da face norte das escadas tem dois degraus a menos. Antes do

trabalho de restauração realizado entre 1990 e 2001 a torre estava inclinada com um ângulo de 5,5 graus, estando agora a torre inclinada em cerca de 3,99 graus.

**Edifícios de Santos.** Conforme descreve Santos (2015), os edifícios construídos entre os anos 1950 e 1960 passaram a afundar na orla de Santos a partir dos anos 1970. Ao todo, 65 prédios ficaram com suas estruturas comprometidas, por causa das fundações rasas que foram fincadas a menos de dez metros, para sustentar os empreendimentos em um terreno instável, onde os fragmentos mais sólidos de rocha estavam a mais de 50 metros de profundidade. A fase de caracterização do solo e definição do modelo correto de fundação poderiam ter evitado esse transtorno, conforme mostrado na Figura 2.

Figura 2. Edifícios de Santos, São Paulo, Brasil.



Fonte: Ribeiro et al. (2014).

Com o passar do tempo, foram geradas inclinações de 45 cm a 2,1 m entre a base e o topo. Os estudos realizados levaram 8 anos, e em 2012 se deu um longo trabalho de recuperação que terminou em 2014. A solução adotada foi a utilização de macacos hidráulicos.



A recuperação de cada prédio teve o custo de R\$ 1,5 milhão. Antes de serem reaprumados, os edifícios se tornaram “atração turística” na orla de Santos em São Paulo. Alguns moradores pensaram em colocar à venda seus imóveis, mas eles chegaram à desvalorização de até 75% tornando-se inviável a realização da transação comercial.

#### 4. CONCLUSÃO

Em virtude dos fatos mencionados, pode-se perceber que as patologias das fundações podem ser produzidas através de diversos tipos de manifestações tendo inúmeras possibilidades como fontes de origem.

Percebe-se que, muitos acontecimentos podem ser evitados se realizada de forma correta todas as fases ou etapas descritas. Poucas são as adversidades geradas que fogem do controle de atuação se forem tomados os devidos cuidados durante todo o processo.

Cabe, aos envolvidos nesse ramo da construção, o aperfeiçoamento das técnicas construtivas e o constante desenvolvimento de estudos que possam contribuir para que este tipo de problema deixe de ser um obstáculo e possa ser minimizado.

#### *Agradecimentos*

Agradeço primeiramente, aos professores orientadores que me incentivaram e apoiaram durante o desenvolvimento deste trabalho.

Agradeço também, aos promotores do IX Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul, evento este do qual farei parte e que contribuirá ao meu desempenho acadêmico.

Enfim, agradeço a todos os envolvidos neste seminário que colaborarão para a ampliação do conhecimento.

#### 5. REFERÊNCIAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**. Solo - Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT - Método de Ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

BARROS, C. **Apostila de Fundações**. Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia. Pelotas, 2011. Disponível em: <<https://edificacoes.files.wordpress.com/2011/04/apo-fundac3a7c3b5es-completa.pdf>>. Acesso em: 25 fev. 2017.

BOTELHO, M. H. C.; CARVALHO, L. F. M. **Quatro Edifícios, Cinco Locais de Implantação, Vinte Soluções de Fundações**. 1 ed. São Paulo: Edgard Blucher, 2007. 154 p.

CAMPOS, J. A. O. **Método para Avaliação da Durabilidade e da Reabilitação da Madeira de Estruturas em Serviço**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2002.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações**. 6.ed. Rio de Janeiro: v.2, 2012.

DE CARVALHO, D. M. de C. **Patologias das Fundações: Fundações em Depósitos de Vertente na Cidade de Machico**. 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil): Universidade da Madeira, Funchal, 2010.

DO CARMO, P. O. **Patologia das Construções**. Santa Maria, Programa de atualização profissional – CREA – RS, 2003.

DOS SANTOS, G. V. **Patologias devido ao Recalque Diferencial em Fundações**. 2014. Trabalho de Conclusão de Curso (Centro Universitário de Brasília): Faculdade de Tecnologia e Ciências Sociais, Brasília, 2014.

- FERREIRA, J. S. S. **Patologias em Edificações devido ao Recalque Diferencial em Fundações.** Monografia (Especialização em Construção Civil): Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2016.
- FIORELLI, J.; DIAS, A. A. **Método para Avaliação da Degradação de Elementos Construtivos de Pontes de Madeira – Estudo de Caso na Região Oeste Paulista.** Revista Madeira Arquitetura e Engenharia. Set.- Dez. 2005.
- INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA. **Apostila de Fundações.** BARROS, Carolina. Pelotas, 2011. Disponível em: <<http://edificacoes.files.wordpress.com/2011/04/apo-fundac3a7c3b5es-completa.pdf>>. Acesso em 25 fev. 2017.
- MELHADO, S. B.; DE SOUZA, U. E. L.; DE BARROS, M. M. S. B.; FRANCO, L. S.; HINO, M. K.; DE GODÓI, E. H. P.; HOO, G. K.; SHIMIZU, J. Y. **Fundações.** Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, Brasil, 2002. Disponível em: <[http://www.abraetd.com.br/skins/red-blue/images/arquivos/artigos/Apostila\\_fundacoes-%20TUBULOES%20POLI.pdf](http://www.abraetd.com.br/skins/red-blue/images/arquivos/artigos/Apostila_fundacoes-%20TUBULOES%20POLI.pdf)>. Acesso em 25 fev. 2017.
- MENDONÇA, L. V. **Durabilidade de Estruturas de Betão Armado. Degradação do Betão e Corrosão de Armaduras. Importância da Inspeção Periódica.** Revista Arte e Cimento, n.º 37, Out. 2005, página70-73.
- MILITITSKY, J; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. **Patologia das Fundações.** Revista e Ampliada, 2 ed. São Paulo : Oficina de Textos, 2015.
- MOREIRA, N.; COUTO, J. P.; COUTO, A. M. **A Reabilitação de Estruturas de Betão com Argamassas de Retração Controlada.** Congresso Nacional de Argamassas de Construção. Lisboa, 2007. 11 Pag.
- OLIVEIRA, A. M. **Fissuras, Trincas e Rachaduras Causadas por Recalque Diferencial de Fundações.** 2012. 54f. Monografia (Especialização em Gestão de Avaliações e Perícias) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2012.
- REBELLO, Y. C. P. **Fundações: guia prático de projeto, execução e dimensionamento.** 4. ed. São Paulo: Ziguarte, 2008.
- RIBEIRO, T. D.; QUINTANA, L. M. H. **Patologias das Fundações.** Observatorio de la Economía Latinoamericana, Número 200, 2014. Disponível em: <<http://www.eumed.net/cursecon/ecolat/br/14/patologias-fundazoes.html>>. Acesso em: 26 fev. 2017.
- SANTOS, A. **Prédios tortos de Santos: como eles estão hoje?.** Gestão, Gestão de Obras, Mercado da Construção, Teoria e Prática, Universidade e Pesquisa. Massa Cinzenta, jun. 2015. Disponível em: <<http://www.cimentoitambe.com.br/predios-tortos-de-santos-como-eles-estao-hoje/>>. Acesso em 05 mar. 2017.
- SCHNAID F.; MILITITSKY J.; CONSOLI, N. C. **Patologia das Fundações.** São Paulo, 2005. Ed. Oficina de Textos. 207 Pag.
- SCHWIRCK, I. A. **Patologia das Fundações.** Universidade do Estado de Santa Catarina – UDESC, Joenvile-SC. 2005.
- VELLOSO, D.; LOPES, F. D. R. **Concepção de Obras de Fundações.** Fundações: Teoria e Prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 6.

## COMPORTAMENTO CISALHANTE DA AREIA DE OSÓRIO SOB CONDIÇÕES PLANAS DE DEFORMAÇÃO ATRAVÉS DE ENSAIOS SIMPLE SHEAR

**Marina Bellaver Corte**

Doutoranda do PPGEC - Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
marinabellaver@gmail.com

**Pablo Coelho**

Bolsista de Iniciação Científica - Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
pablo.coelho@ufrgs.br

**João Victor Linch Daronco**

Bolsista de Iniciação Científica - Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
joaovictorlinch@gmail.com

**Lucas Festugato**

Professor do PPGEC - Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
lucas@ufrgs.br

**Nilo Cesar Consoli**

Professor do PPGEC - Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
consoli@ufrgs.br

**Resumo.** *Ensaios laboratoriais buscam simular condições observadas em campo. Com o ensaio simple shear busca-se medir a resistência ao cisalhamento e a rigidez dos solos. O ensaio também permite submeter uma amostra a condições planas de deformações sob volume constante e permitir a rotação das tensões principais. Tais condições representam diversas situações em campo, como, por exemplo, o modo de cisalhamento adjacente ao fuste de uma estaca ou sob plataformas offshore com base gravitacional. Neste contexto, um equipamento simple shear foi desenvolvido com o intuito de analisar o comportamento de materiais sob tais condições de carregamento. Os resultados dos ensaios simple shear indicaram que o equipamento apresenta resultados de qualidade adequada. O parâmetro de resistência ao cisalhamento,  $\phi'$ , obtido em ensaios triaxiais e cisalhamento direto, apresentou pequenas variações quando comparados com o valor encontrado no simple shear.*

**Palavras-chave:** *Simple Shear. Carregamentos Monotônicos. Resistência ao Cisalhamento de Solo.*

### 1. INTRODUÇÃO

Ensaios de laboratório visam simular, da melhor forma possível, as condições observadas em campo. Essas condições, definem a escolha do ensaio a ser realizado para a determinação dos parâmetros geotécnicos relevantes a cada situação observada em campo.

O ensaio *simple shear* é empregado quando deseja-se conhecer a resistência e a rigidez de solos. Ele é o único ensaio capaz de submeter amostras de solos a condições planas de deformação sob volume constante e permitir a rotação das tensões principais. Tais condições ocorrem frequentemente em situações de campo, como, por exemplo, o modo de cisalhamento adjacente ao fuste de uma estaca (Randolph e Wroth, 1981) ou sob plataformas *offshore* com base gravitacional (Andersen *et al.*, 1979).

O *simple shear* também permite o carregamento cíclico em amostras de solo (Festugato, 2011). Os ensaios em solos sob carregamentos cíclicos tiveram seu interesse renovado nos últimos anos em virtude do aumento de solicitações cíclicas nas estruturas de engenharia e do aprimoramento da análise de seus projetos.

Nesse contexto, um equipamento *simple shear* foi desenvolvido, permitindo a realização de ensaios sob condições de deformação plana em amostras de areia.

## 2. SOBRE O SIMPLE SHEAR

No ensaio *simple shear*, o corpo de prova é submetido a condições planas de deformação enquanto o volume da amostra é mantido constante. A Figura 1 elucida as definições básicas do ensaio no equipamento proposto. Na figura, tem-se:  $\sigma_y$  = tensão vertical;  $\sigma_x$  = tensão horizontal;  $\varepsilon_x$  = deformação horizontal;  $\varepsilon_y$  = deformação vertical,  $\gamma_{xy}$  = deformação de cisalhamento.

Para estabelecer condições planas de deformação, a altura da amostra é mantida constante, o que, juntamente com as condições de volume constante impostas, evita qualquer mudança na área de corte transversal (Doherty e Fahey, 2011).

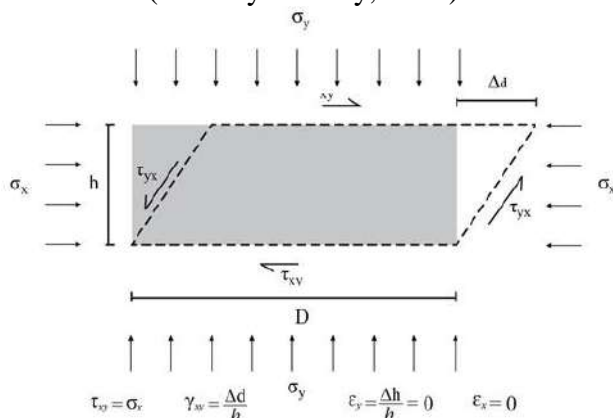


Figura 1. Definições básicas da análise do simple shear.

### 2.1 Histórico do Equipamento

O primeiro equipamento *Simple Shear* foi desenvolvido por Kjellman em 1951, no *Royal Swedish Geotechnical Institute* (NGI) com o intuito de analisar o comportamento de *quick clays*. O equipamento de Kjellmann sofreu diversas críticas, mas como a ideia do equipamento, de sujeitar um corpo de prova ao cisalhamento puro, foi bastante interessante, nos anos 50, na Universidade de Cambridge, Roscoe desenvolveu seu equipamento para ensaios *simple shear*.

Bjerrum e Landva (1966) introduziram ao equipamento a modalidade de deformação controlada, reduziram a razão altura/diâmetro do corpo de prova e substituíram os anéis de metal de reforço por um fio de metal na forma espiral, o qual era adicionado a uma membrana de borracha. A consolidação era realizada de forma a manter o volume fixo.

A partir do equipamento de Bjerrum e Landva, outros autores realizaram modificações no equipamento buscando diferentes condições. O equipamento comercialmente consolidado no mercado é semelhante ao desenvolvido pelos autores, porém, devido aos avanços tecnológicos, os equipamentos contam com automatização do ensaio, utilização de células de carga e o emprego de régua resistivas para as medidas de deslocamento. Autores como Airey *et al.* (1985), Ansell e Brown (1978), Peacock e Seed (1968), DeAlba *et al.* (1976), Franke *et al.* (1979) e Mao e Fahey (2003).

Grande parte dos equipamentos permitem o ensaio sob carregamentos monotônicos ou cíclicos. Os carregamentos cíclicos podem ainda ser conduzidos sob tensão controlada ou deformação controlada.

### 2.2 Condições Planas de Deformação

Trabalhos experimentais sobre o carregamento de solos submetidos a carregamentos monotônicos e cíclicos podem ser realizados em equipamentos triaxiais. Todavia, o carregamento imposto ao solo não é simulado com precisão pelo ensaio triaxial, principalmente quando há a rotação da direção das tensões principais que sobrepõe à variação da grandeza das mesmas tensões, pois o ensaio triaxial somente permite a troca da tensão principal maior com a menor. Já os equipamentos *simple shear*, por permitirem uma rotação contínua da direção das tensões principais, podem simular tais condições facilmente (Lanzo *et al.*, 1997). A importância de um ensaio permitir a rotação das tensões principais

também foi discutida por Arthur *et al.* (1980). Segundo os autores, para solos isotrópicos, a desconsideração das rotações da direção das tensões principais não ocasiona maiores problemas; entretanto, para solos anisotrópicos (maioria dos solos), pode ser desastrosa.

A Figura 2 (a) e (b) ilustra uma das inúmeras situações onde há uma rotação contínua da direção da tensão principal maior efetiva  $\sigma_1'$  (que forma um ângulo  $\alpha$  com a direção vertical). Em (c) e (d), é representada a condição observada em plataformas offshore com base gravitacional, onde tais estruturas sofrem carregamentos cíclicos causados pelas ondas (Franke *et al.*, 1980).

### 3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

#### 3.1 Materiais

O material utilizado nestes ensaios foi a areia proveniente do município de Osório-RS. Isso por ser um material amplamente estudado e possuir características conhecidas, porém nunca analisado sob condições planas de deformação. Autores como Casagrande (2003), Festugato (2008) e Marcon (2005) realizaram ensaios triaxiais e cisalhamento direto para este mesmo material.

A areia caracteriza-se por ser uma areia fina (NBR 6502 – 1005; ASTM D 2487, 1993), limpa e de granulometria uniforme. O quartzo corresponde a 99% da sua composição mineralógica (Spinelli, 1999), sendo o restante composto por glauconita, ilmenita, turmalina e magnetita.

Na Figura 3 é apresentada a curva granulométrica da areia em questão. Já na Tabela 1, são apresentados os índices físicos do material.

A água destilada foi utilizada na preparação das amostras e em todas as etapas dos ensaios.

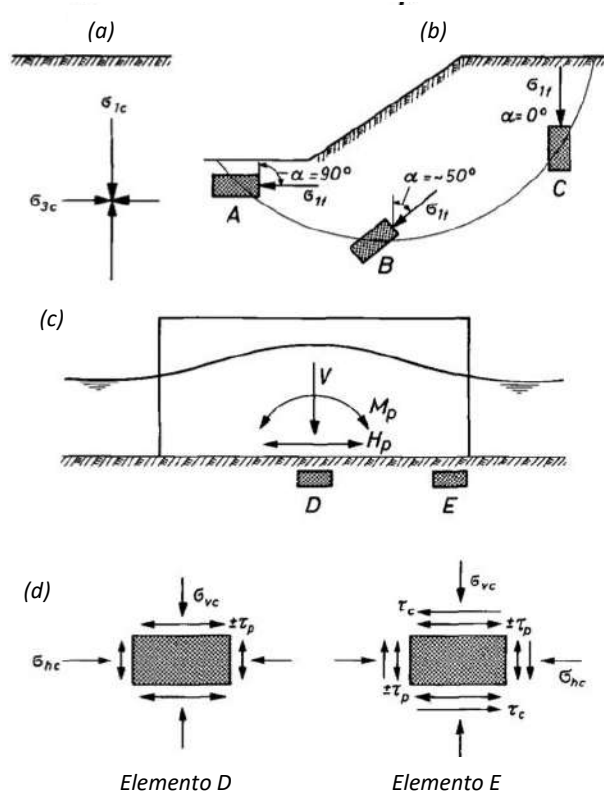


Figura 2. Elementos característicos do solo em condições típicas de carregamento

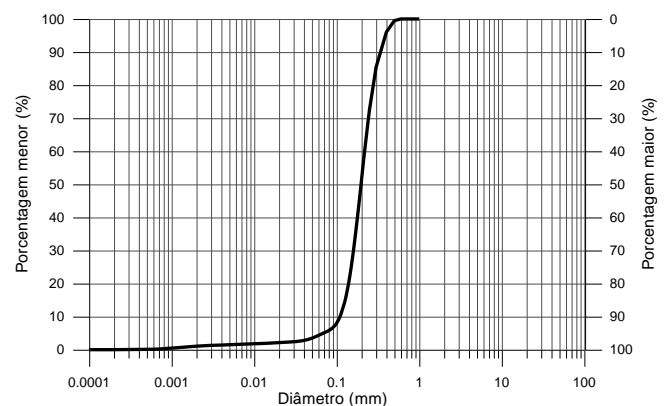


Figura 3. Curva granulométrica da areia (Festugato, 2009)

Tabela 1. Índices físicos da areia (Festugato, 2009)

Índices Físicos	Areia de Osório
Massa específica real dos grãos ( $\gamma_s$ )	26,2kN/m <sup>3</sup>
Coefficiente de uniformidade, $C_u$	2,0
Coefficiente de curvatura, $C_c$	1,1

Diâmetro efetivo, $D_{10}$	0,11mm
Diâmetro médio, $D_{50}$	0,20mm
Índice de vazios mínimo, $e_{\text{mínimo}}$	0,6
Índice de vazios máximo, $e_{\text{máximo}}$	0,9

### 3.2 Métodos

A moldagem do corpo de prova é realizada em um molde bipartido, encaixado no pedestal da amostra. Era então colocada uma membrana de látex que continha as marcações para a confecção de amostras de solo com duas camadas iguais. Através de uma bomba de vácuo a membrana era aderida ao molde e efetuava-se a compactação da amostra, Figura 4 (a-d). Foram realizadas amostras com altura de 50 mm e diâmetro igual a 100 mm.

A mistura dos materiais (água e areia) era realizada até a completa homogeneização visual da mistura. O teor de umidade foi mantido constante e igual a 10%. Através das medidas da massa de mistura adicionada e da altura das camadas era obtida a densidade relativa desejada de 10%.

Ao final da preparação da amostra esta era posicionada no equipamento para o início do ensaio, Figura 4 (f-i). Eram realizadas então as fases de percolação, saturação, consolidação isotrópica e cisalhamento monotônico. Os ensaios foram realizados de forma não drenada.



Figura 4. Preparação das amostras

## 4. RESULTADOS

Os ensaios monotônicos foram realizados com uma velocidade de deslocamento constante e igual a 0,1 mm/min, representando uma taxa de deformação cisalhante constante de 0,2 %/min. Foram conduzidos ensaios com as tensões verticais efetivas iniciais de 50, 100 e 150 kPa.

### 4.1 Tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa

Nas próximas figuras são apresentados os resultados do ensaio monotônico realizado em uma amostra de areia, sob tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa. Na Figura 5, a curva da tensão cisalhante,  $\tau$ , em relação à deformação cisalhante,  $\gamma$ , é traçada. Na Figura 6, o incremento da poro-pressão,  $\Delta u$ , e a tensão vertical efetiva,  $\sigma'_v$ , em função da deformação cisalhante,  $\gamma$ , são apresentados. Finalmente na Figura 7, a tensão cisalhante,  $\tau$ , é traçada em relação à tensão vertical efetiva  $\sigma'_v$ .

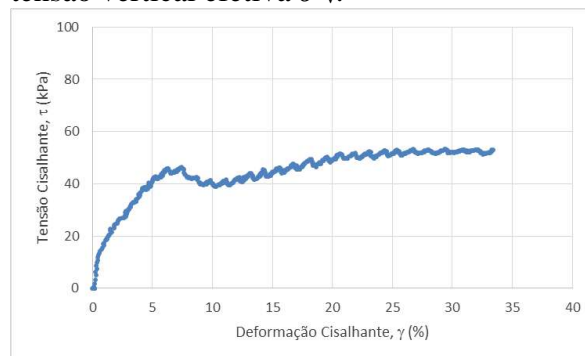


Figura 5. Tensão cisalhante,  $\tau$ , pela deformação cisalhante,  $\gamma$ , (50kPa)



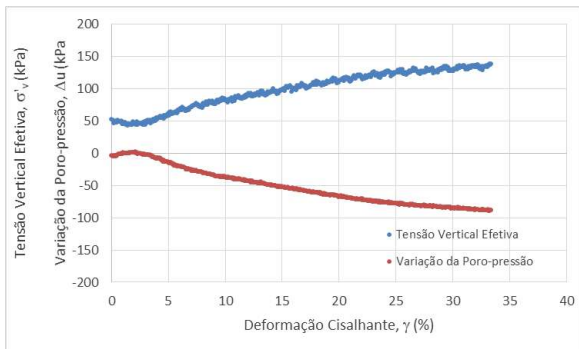


Figura 6. Incremento tensão vertical efetiva,  $\sigma'_v$ , e da variação poro-pressão,  $\Delta u$ , pela deformação cisalhante,  $\gamma$ , (50 kPa)

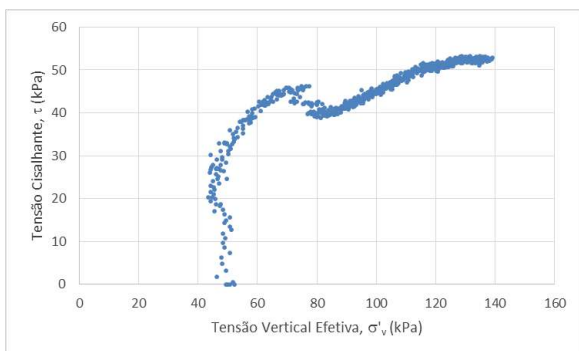


Figura 7. Tensão cisalhante,  $\tau$ , pela tensão vertical efetiva,  $\sigma'_v$ , (50kPa)

A matriz arenosa com índice de vazios intermediário, sob condições de cisalhamento simples não drenado, apresenta pico pouco pronunciado de resistência. A tensão cisalhante aumenta até um patamar próximo a 50 kPa reduzindo para cerca de 40 kPa até uma deformação de 10%. Após esta queda, a amostra de areia volta a ganhar resistência paulatinamente ao ganho de resistência, a variação da poro-pressão aumenta até próximo a 7 kPa a uma deformação de 3%. Depois disso a poro-pressão diminui até o final do ensaio, quando chega a -90 kPa. Em resposta ao acréscimo da poro-pressão, para a manutenção da altura da amostra, e, conseqüentemente, para garantia das condições de deformação plana e volume constante, a tensão vertical efetiva, inicialmente de 50 kPa, é reduzida até 43 kPa, a uma deformação de 3%. Depois disso sofre um aumento progressivo, chegando a 130 kPa a uma deformação de 33%.

#### 4.2 Tensão vertical efetiva inicial de 100 kPa

Nas próximas figuras são apresentados os resultados do ensaio monotônico realizado em uma amostra de areia, sob tensão vertical efetiva inicial de 100 kPa. Na Figura 8, a curva da tensão cisalhante,  $\tau$ , em relação à deformação cisalhante,  $\gamma$ , é traçada. Na Figura 9, o acréscimo da poro-pressão,  $\Delta u$ , e a tensão vertical efetiva,  $\sigma'_v$ , em função da deformação cisalhante,  $\gamma$ , são apresentados. Finalmente na Figura 10, a tensão cisalhante,  $\tau$ , é traçada em relação à tensão vertical efetiva  $\sigma'_v$ .

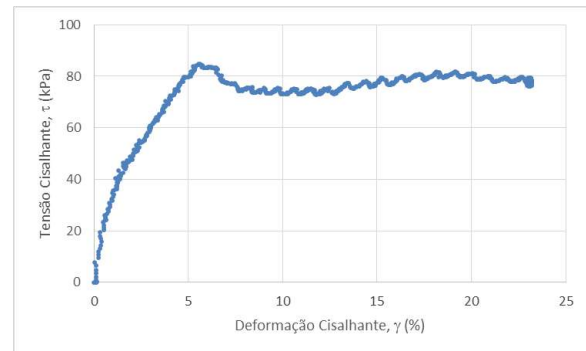


Figura 8. Tensão cisalhante,  $\tau$ , pela deformação cisalhante,  $\gamma$ , (100kPa)

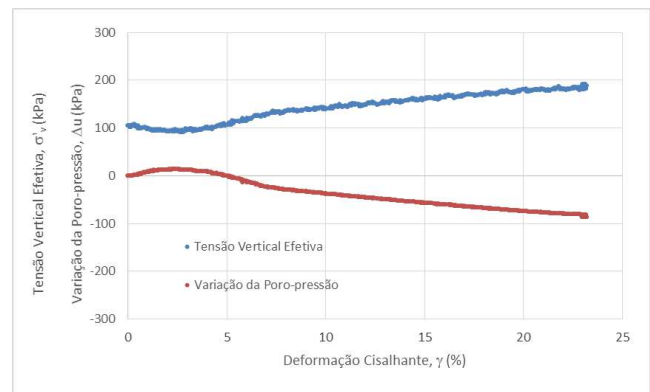


Figura 9. Acréscimo tensão vertical efetiva,  $\sigma'_v$ , e da variação poro-pressão,  $\Delta u$ , em relação à deformação cisalhante,  $\gamma$ , (100 kPa)

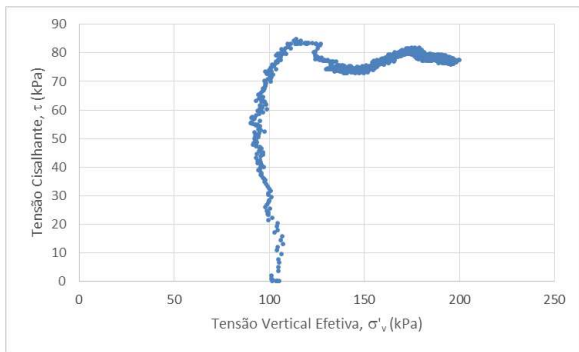


Figura 10. Tensão cisalhante,  $\tau$ , pela tensão vertical efetiva,  $\sigma'_v$ , (100kPa)

Semelhante ao comportamento apresentado no ensaio com 50 kPa, foi o resultado obtido com 100 kPa de tensão vertical efetiva inicial. A matriz arenosa com alto índice de vazios, sob condições de cisalhamento simples não drenado, apresenta pico pouco pronunciado de resistência. A tensão cisalhante aumenta até o patamar de 87 kPa reduzindo para cerca de 80 kPa até uma deformação de 22%.

Simultaneamente ao ganho de resistência, a variação da poro-pressão cresce até um patamar de 15 kPa, reduzindo-se a -80 kPa ao atingir a deformação de 20% e segue reduzindo até o final do ensaio. Em resposta ao aumento da poro-pressão, para a manutenção da altura da amostra, e, conseqüentemente, para garantia das condições de deformação plana e volume constante, a tensão vertical efetiva, inicialmente de 100 kPa, é reduzida até 90 kPa, chegando a 190 kPa a uma deformação de 20%.

### 4.3 Tensão vertical efetiva inicial de 150 kPa

Semelhante aos resultados obtidos para as tensões de 50 e 100 kPa, os resultados com tensão vertical efetiva de 150 kPa são apresentados a seguir. Na Figura 11, a curva da tensão cisalhante,  $\tau$ , em relação à deformação cisalhante,  $\gamma$ , é traçada. Na Figura 12, o aumento da poro-pressão,  $\Delta u$ , e a tensão vertical efetiva,  $\sigma'_v$ , em função da deformação cisalhante,  $\gamma$ , são apresentados. Finalmente na Figura 13, a tensão cisalhante,

$\tau$ , é traçada em relação à tensão vertical efetiva  $\sigma'_v$ .

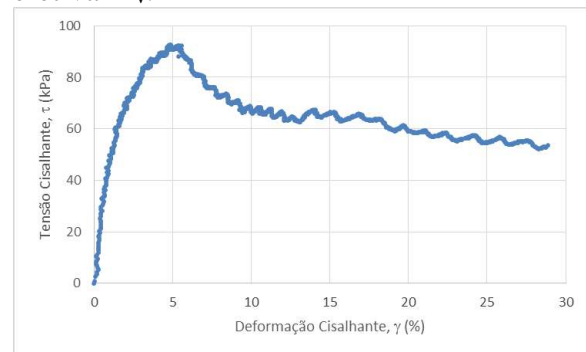


Figura 11. Tensão cisalhante,  $\tau$ , pela deformação cisalhante,  $\gamma$ , (150kPa)

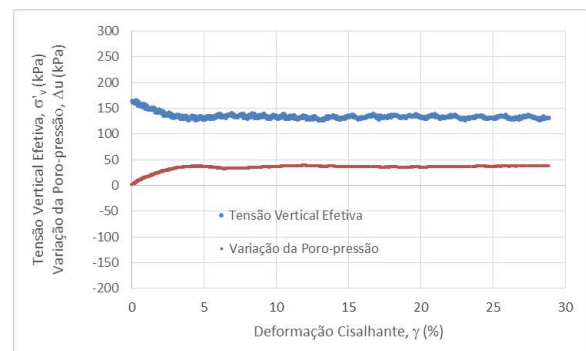


Figura 12. Incremento tensão vertical efetiva,  $\sigma'_v$ , e da variação poro-pressão,  $\Delta u$ , em relação à deformação cisalhante,  $\gamma$ , (150 kPa)

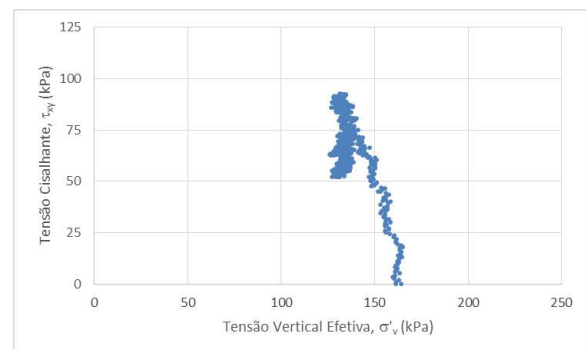


Figura 13. Tensão cisalhante,  $\tau$ , pela tensão vertical efetiva,  $\sigma'_v$ , (150kPa)

O comportamento do ensaio realizado a uma tensão vertical efetiva inicial de 150 kPa também apresentou comportamento semelhante ao esperado. A tensão cisalhante aumenta até próximo a 100 kPa caindo para cerca de 60 kPa até uma deformação de 28%. Simultaneamente ao ganho de resistência, a variação da poro-pressão

crece até 40 kPa, a 5% de deformação, onde permanece constante até o final do ensaio. Em resposta ao aumento da poro-pressão, para a manutenção da altura da amostra, e, conseqüentemente, para garantia das condições de deformação plana e volume constante, a tensão vertical efetiva, inicialmente de 150 kPa, é reduzida a 130 kPa, até o final do ensaio.

#### 4.4 Comparação dos Resultados

Na Figura 14, são apresentados os resultados de tensão cisalhante pela deformação cisalhante. É observado, para todas as tensões iniciais que há um pico de resistência que sofre uma queda que continua para as tensões de 100 e 150 kPa, mas não para 50 kPa.

Na Figura 15, são apresentadas as curvas de tensão cisalhante pela tensão vertical efetiva. Aos resultados foi aplicada uma envoltória de resistência que acarretou um ângulo de atrito interno efetivo de 35°.

As curvas de módulo de cisalhante, G, pela deformação cisalhante foram representadas na Figura 16. Observa-se que para pequenas deformações, os maiores módulos são observados em 150, 100 e 50 kPa respectivamente. Para maiores deformações, os módulos cisalhantes se igualam.

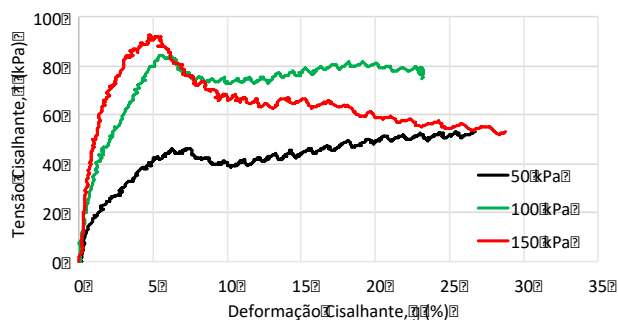


Figura 14. Tensão cisalhante pela deformação cisalhante

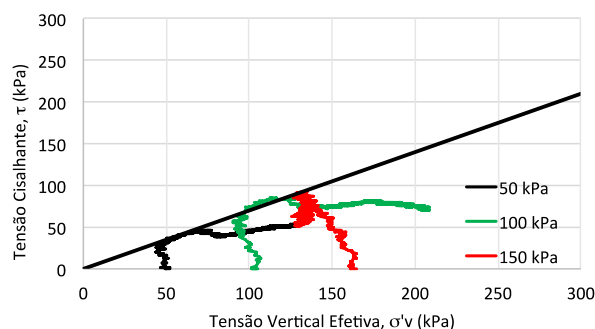


Figura 15. Tensão cisalhante pela tensão vertical efetiva

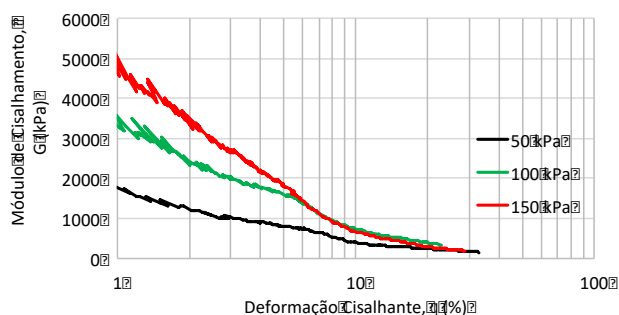


Figura 16. Módulo cisalhante pela deformação cisalhante

Para validar os resultados obtidos e o equipamento proposto, os resultados obtidos no *simple shear* foram comparados com os resultados obtidos em outros equipamentos. Na Tabela 2, observam-se os resultados obtidos por outros autores para a areia de Osório. Os resultados foram obtidos através de ensaios triaxiais e cisalhamento direto. Todos os resultados apresentados são muito próximos aos 35° encontrados no *simple shear*.

Tabela 2. Comparação dos ensaios realizados na areia

Autor	Ensaio	e (%)	$\sigma'_v$ (kPa)	$\phi$ (°)
Casagrande (2005)	Triaxiais	0,75	20, 100, 200 e 400	33,5
Festugato (2008)	Triaxiais	0,75	50, 100 e 200	37,0
Marcon (2005)	Triaxiais	0,71	50, 100 e 200	35,9
Marcon (2005)	Cisalhamento Direto	0,71	50, 100 e 200	34,9
Presente Estudo	<i>Simple Shear</i>	0,75	50, 100 e 150	35,0

## 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os ensaios realizados nesta pesquisa utilizaram a areia de Osório na análise da validação dos resultados obtidos no *simple shear*.

A análise dos resultados mostrou que a areia apresentou um comportamento de solos medianamente compactos. Observou-se um pequeno pico de resistência ao cisalhamento para todas as tensões verticais efetivas estudadas.

Além disso, os resultados dos ensaios *simple shear* indicaram que o equipamento apresenta resultados de qualidade adequada. A análise dos resultados mostra que, quando comparado com outros ensaios de laboratório, o *simple shear* apresentou valores compatíveis Aos da literatura.

O parâmetro de resistência ao cisalhamento,  $\phi'$ , obtido em ensaios triaxiais e cisalhamento direto, apresentou pequenas variações quando comparados com o valor encontrado no *simple shear*. Entretanto, deve-se salientar que os ensaios não impõem as mesmas trajetórias de tensões ao solo.

O conhecimento das características e propriedades do solo através de ensaios *simple shear* mostrou-se bastante satisfatório. Através do equipamento desenvolvido é possível avaliar o comportamento de solos quando submetidos a carregamentos monotônicos.

### *Agradecimentos*

Os autores agradecem ao CNPq e à CAPES.

## REFERÊNCIAS

Airey, D. W., Budhu, M., Wood, D. M. (1985). **Some aspects os the behavior of soils in simple shear. Proceedings Symposium on Developments in Soil Mechanics and Foundation Engineering.** P. K. Banarjee and R. Butterfield (eds.), V. 2, p. 185-213.

American Society For Testing And Materials. Standard Classification of Soils for Engineering Purposes: D 2487. Philadelphia, p.11, 1993.

Andersen, K. H., Pool, J. H., Brown, S. F., Rosenbrand, W. F. (1979). Cyclic and static laboratory tests on Drammen clay. **Journal of Geotechnical Engineering (ASCE)**, v. 106, n. GT5, p. 499-529.

Ansell, P. Brown, S. F. (1978). A cyclic simple shear apparatus for dry granular materials. **Geotechnical Testing Journal.** V. 1, n. 2, p. 82-92.

Arthur, J. R. F., Chua, K. S., Dunstan, T., Del C, J. I. R. (1980). Principal stress rotation: a missing parameter. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 106, n. GT4, p. 419-433.

**Associação Brasileira de Norma Técnicas. Rochas e solos – Terminologia: NBR 6502.** Rio de Janeiro, 1995.

BJERRUM, L.; LANDVA, A. (1966). Direct simple shear tests on a Norwegian quick clay. **Géotechnique**, v. 16, n. 1, p. 1-20.

Casagrande, M. D. T. **Comportamento de solos reforçados com fibras submetidos a grandes deformações.** 2005, 217 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

de Alba, P., Chan, C. K., Seed, H. B. (1976). Sand liquefaction in large scale simple shear testes. **Journal og Geotechnical Engineering, ASCE**, 102 GT9, p. 909-927.

Doherty, J. P.; Fahey, M. (2011). **Three-dimensional finite element analysis of the direct simple shear test. Computer and Geomechanics**, v. 38, n. 7, p. 917-924.

Festugato, L. **Comportamento de novos compósitos geotécnicos fibrosos submetidos a carregamentos cíclicos.** 2008. 110 f. Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

Festugato, L. **Comportamento mecânico de hidratação e resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado**

**reforçado com fibras. 2011.** 221 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

Franke, E., Kiebusch, M., Schuppener, B. (1979). A new direct simple shear device. **Geotechnical Testing Journal**. V. 2, n. 4, p. 190-199.

Lanzo, G., Vucetic, M., Doroundian, M. (1997). Reduction of shear modulus at small strains in simple shear. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 123, n. 11, p. 1035-1042.

Mao, X., Fahey, M. Behaviour of calcareous soils in undrained cyclic simple shear. **Géotechnique**, v. 53, n. 8, p. 715–727, 2003.

Marcon, L. P. **Estudo comparativo do comportamento mecânico de duas areias de Osório.** 2005. 137 f. Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

Peacock, W. H., Seed, H. B. (1968). Sand liquefaction under cyclic loading simple shear conditions. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings (ASTM)**, New York, V.94, N. SM3, P. 689-708.

Randolph, M. F., Wroth, C. P. Application of the failure state in undrained simple shear shaft capacity of driven piles. **Géotechnique**, v. 31, n. 1, p. 143–157, 1981.

Spinelli, L. F. **Comportamento de fundações superficiais em solos cimentados.** 1999. 133 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1999.

## ***AValiação da Sorção de Nanopartículas de Ferro em um Solo Residual de Basalto***

**Eloisa Fernanda Tessaro**

Mestranda em Engenharia Civil e Ambiental – Universidade de Passo Fundo  
eloisafernandatessaro@hotmail.com

**Cleomar Reginatto**

Doutorando – Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
cleomarreginato@hotmail.com

**Antônio Thomé**

Doutor - Universidade de Passo Fundo  
thomé@upf.br

**Marcos Mognon**

Graduando em Engenharia Ambiental – Universidade de Passo Fundo  
marcosmonhon@hotmail.com

**Resumo.** *As nanopartículas de ferro de valência zero (nFeZ) tem se destacado na remediação de solo e água contaminados mas pouco se sabe sobre suas interações com o solo. Assim, buscou-se avaliar o processo de sorção do nFeZ no solo através de ensaios seguindo a norma D4646 (ASTM, 2008). O solo foi submetido a agitação de 1 e 24 horas com suspensões de nFeZ com concentração de 0,05g/L; 0,1g/L; 0,5g/L; 1g/L e 4g/L em água destilada e subterrânea. Os ensaios ocorreram no momento do preparo da suspensão e 48 horas depois. Após a agitação a concentração de ferro do sobrenadante foi analisado por absorção atômica, possibilitando o cálculo do coeficiente de adsorção (Kd). O valor encontrado, foi semelhante para todas as amostras, pois no processo de separação do solo do restante da suspensão, as nanopartículas precipitaram junto com o solo. Assim a forma de análise utilizada não é adequada para suspensões, apenas para contaminantes dissolvidos.*

**Palavras-chave:** *Nanopartículas.  
Remediação. Ferro.*

### **1. INTRODUÇÃO**

Na tentativa de mitigar os impactos negativos, causados pela contaminação do solo e lençol freático, pesquisas para o aprimoramento e otimização de técnicas de remediação vem sendo desenvolvidas, tentando aliar menor custo com maior eficiência e menor tempo de tratamento. Uma técnica recente, que vem sendo estudada na América do Norte e Europa (USEPA 2002) baseia-se na injeção no solo de uma suspensão de Ferro de valência zero em escala nanométrica, associando o poder redutivo do Ferro a elevada área específica assegurada por esta pequena escala, que gera incremento nas reações. A nanoremediação pode ocorrer no local da contaminação (*in situ*), ou em outro local (*ex situ*). Geralmente a técnica *in situ* é mais viável economicamente e mais eficaz (TRATNYEK e JOHNSON, 2006), no entanto, as inúmeras reações que ocorrem entre as nanopartículas e o solo incitadas pela alta reatividade, dificultam sua mobilidade em função do efeito de filtração mecânica gerado pelo acúmulo das partículas nos vazios do solo (SALEH et al., 2007). Para viabilizar a aplicação, é preciso garantir que as partículas



de nFeZ consigam se deslocar a grandes distâncias, diminuindo assim o número de poços de injeção e conseqüentemente seu custo (THOMÉ, et al., 2015). Assim, a estabilização das nanopartículas tem sido adotada como principal estratégia para garantir a mobilidade das nFeZ. Trata-se do recobrimentos nas nPs

Mesmo estabilizadas, a mobilidade das nanopartículas de ferro ainda é um desafio (THOMÉ et al., 2015) Assim, parâmetros que avaliam a retenção e a mobilidade do nFeZ no solo são importantes para se estimar a eficiência do processo de remediação dos contaminantes. O parâmetro de distribuição (Kd) refere-se a distribuição das nanopartículas nas fases do solo, representando a capacidade do meio de reter as nanopartículas na superfície e possibilitando a modelagem do transporte das nFeZ de valência zero (nFeZ).

Este trabalho tem como objetivo principal avaliar o processo de sorção de nFeZ nas partículas de solo residual de basalto, com polímeros naturais ou artificiais, agentes tensoativos aniônicos, bem como outros revestimentos orgânicos para que as reações sejam retardadas, gerando assim um incremento na mobilidade. (SCHRICK et al. 2004; SALEH et al., 2007).

## 2. METODOLOGIA

A Figura 1 apresenta o fluxograma da pesquisa. Ativou-se uma suspensão bruta, batendo em liquidificador industrial 100 gramas de nanoferro em 400 mL de água destilada e água subterrânea, de acordo com o manual de preparo do nanoferro (NANOIRON, 2015). A partir desta, foram feitas diluições para as concentrações citadas no planejamento experimental. Os testes foram feitos em diferentes águas para testar a influência dos íons na adsorção do nanoferro. Foram utilizados dois tempos após a ativação do nanoferro para determinação do Kd- Tempo 0 (logo após a ativação) e tempo 48 horas (48 horas após a ativação). Para o segundo tempo, as suspensões foram armazenadas na geladeira.

De acordo com o fabricante do nanoferro, existem diferenças significativas na reatividade até 48 horas após a ativação (NANOIRON, 2015).

Os erlenmeyers foram previamente identificados com as concentrações e inseridas 2 gramas de solo seco para receber os 40ml de suspensão (1:20). Na hora do preparo da suspensão (tempo 0) e após 48 horas do preparo, submeteu-se amostras a tempos distintos de agitação, permanecendo uma batelada com 1 hora de agitação e outra batelada com 24 horas de agitação. Os Brancos, foram utilizados para determinar valores de ferro existente no solo natural. Este procedimento repetiu-se para água destilada e água subterrânea.

Após a agitação, as amostras foram centrifugadas para separar o sólido do líquido e o sobrenadante foi coletado e submetido a digestão com ácido nítrico e ácido clorídrico, de acordo com o método 3005A (USEPA, 1992) de modo que os metais se tornassem solúveis.

Após este processo, as amostras foram encaminhadas para serem analisadas no espectrofotômetro de absorção atômica do laboratório de solos da Faculdade de Agronomia e Medicina Veterinária da Universidade de Passo Fundo.

O ensaio do tipo batelada ou equilíbrio em lote foi realizado com amostras em triplicata Para determinação do Coeficiente de distribuição (Kd) do nFeZ no solo foi seguido a norma ASTM D4646 (2008), que descreve um procedimento para a determinação da adsorção de solutos nas partículas do solo. O experimento realizou-se nos laboratórios de Saneamento ambiental e Geotecnia ambiental, localizados no CETEC II da Universidade de Passo Fundo. Como a tecnologia de remediação em questão é utilizada para descontaminação de solo e água subterrânea, foi proposto analisar o parâmetro de distribuição utilizando água destilada e subterrânea, para que se possa avaliar a influência dos íons na reatividade do nFeZ.

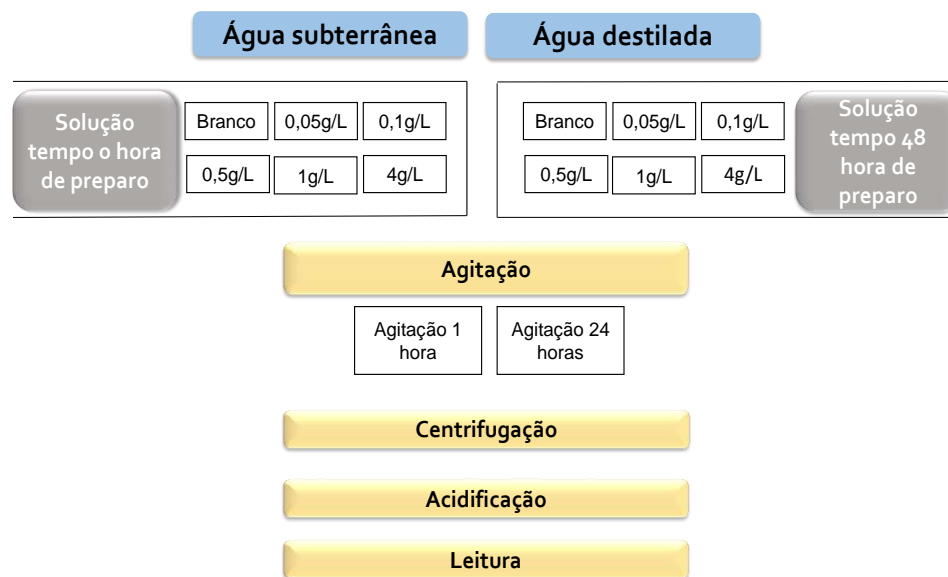


Figura 1 - Planejamento metodológico.

## 2.1. Solo

Utilizou-se solo argiloso, classificado pedologicamente como Vermelhos Distrofíco Húmico, proveniente do Campo experimental de Geotecnia da Universidade de Passo Fundo.

O solo foi preparado de acordo com a ASTM D4646. Após atingir a umidade inferior a 5%, foi destorroado e peneirado através de peneira de 2mm. Utilizou-se cerca de 2 gramas de solo deformado por amostra.

## 2.2. Nanoferro

Para o preparo das suspensões foram utilizados nanoferro comercial Nanofer Star com estabilizante, produzidas pela empresa NANO IRON, s.r.o. Ativou-se no liquidificador industrial uma solução bruta (100 g de nFeZ com 300mL de água), e a partir desta foram feitas diluições para concentrações de 0,05 g/L, 0,1 g/L, 0,5 g/L, 1 g/L e 4 g/L. A Tabela 1 apresenta as características do nFeZ em pó, e a Figura 2, fornecida pelo fabricante, apresenta a morfologia das nanopartículas Nanofer Star, obtidas através de microscopia eletrônica de transmissão.

Tabela 1 - Composição do Nanoferro em pó

NanoFer Star	
Composição	Conteúdo em massa (%)
Ferro (Fe)	65 a 80
Magnetita(Fe <sub>3</sub> O <sub>4</sub> ) e óxido de ferro	20 a 30

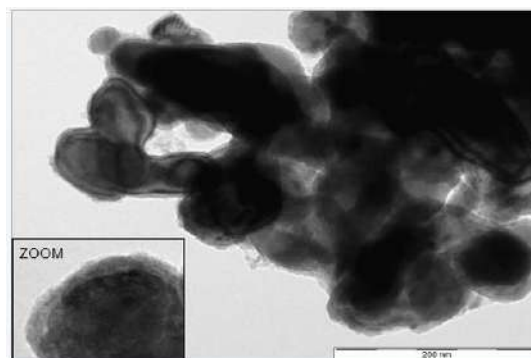


Figura 2 - Imagem da nanopartículas Nanofer Star.

## 2.3. Agitação e Centrifugação

Agitou-se em diferentes tempos, 1 e 24 horas a mistura de solo e suspensão de nFeZ com tempo após o preparo de 0 e 48 horas em Mesa Agitadora Orbital, OXY – 301 da marca

OXYLAB, á 150 rotações por minuto (RPM). Os dois tempos que as amostras foram submetidas a agitação, (1 e 24 horas) foram escolhidos a fim de verificar a influência do polímero estabilizante do nFeZ, que poderia ser decomposto com o passar do tempo. Ainda, com a avaliação dos dois tempos de agitação pode ser estimado a saturação máxima dos poros do solo.

#### 2.4. Análises

Após ser acidificada, a concentração de ferro das soluções sobrenadantes foram analisadas no espectrofotômetro de absorção atômica, modelo PinAAcle 900T da marca PerkinElmer, do laboratório de solos da Faculdade de Agronomia e Medicina Veterinária da Universidade de Passo Fundo.

#### 2.5. Determinação do valor do Kd

O valor do coeficiente de distribuição (kd) foi obtido através de um balanço de massa entre a concentração inicial da suspensão de equilíbrio e a concentração remanescente na solução de equilíbrio após o ensaio, lida em espectrofotômetro de absorção atômica. Considerando que após a centrifugação as amostras foram acidificadas, supõe-se que a concentração restante na solução estava solúvel, eliminando as reações de precipitação e tornando o nFeZ disponível para a leitura. A partir disso foram elaborados gráficos das concentrações adsorvidas ( $S$ ) em função das concentrações de equilíbrio, que foram ajustados para modelos lineares para se obter o valor do coeficiente de distribuição (Kd).

#### 2.6. Análise estatística

Os valores da concentração de ferro remanescente das foram submetidos a análise de variância na ferramenta ANOVA do software Statistica (STATSOFT, 1999). As interações consideradas significantes são

aquelas que possuem um erro menor que 5%, ou seja,  $p=0,05$ .

### 3. RESULTADOS

#### 3.1. Comportamento reativo das suspensões de nFeZ

Como já mencionado, mesmo após o processo de ativação, as partículas de nFeZ possuem uma tendência de se agregarem e precipitarem, provavelmente por falha neste processo que realiza a quebra dos grumos de nFeZ existentes. A Figura 3 apresenta a suspensão preparada de acordo com o manual do fabricante do nanoferro. Neste caso, logo após o preparo, as nanopartículas já estavam sedimentando.



Figura 3 - Suspensão com as nanopartículas em processo de precipitação.

De acordo com o fabricante, o valor do pH do nFeZ fica próximo a 11, no entanto, quando diluído em água mais ácida como o caso das utilizadas no ensaio, o pH torna-se mais baixo. A suspensão bruta com concentração de 250g/L ficou com o pH em 8,05, e quando diluída o pH para todas as concentrações estudadas ficou próxima a 6, com pequenas variações.

### 3.2. Nanoferro remanescente nas amostras

A concentração de nFeZ remanescente, que permaneceu nesta solução após a centrifugação foi determinado.

A suspensão de equilíbrio é aquela preparada através de diluições da suspensão bruta, com concentrações definidas no planejamento experimental, as quais também foram

analisadas a fim de determinar a real concentração de nFeZ. As Figuras 4 e 5 apresentam a porcentagem de nanoferro remanescente na solução após o ensaio, em relação ao valor real da concentração de equilíbrio. As suspensões foram preparadas utilizando água destilada, com tempo após o preparo 0 e 48 horas, respectivamente.

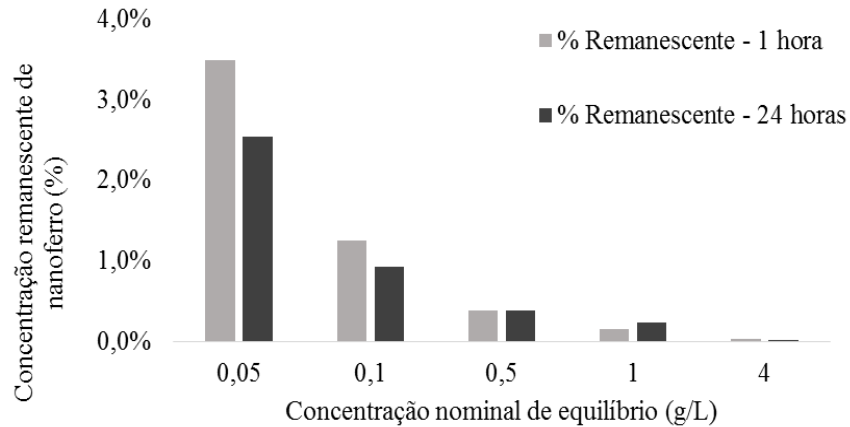


Figura 4 - Nanoferro remanescente na solução após o ensaio no tempo 0 após preparo.

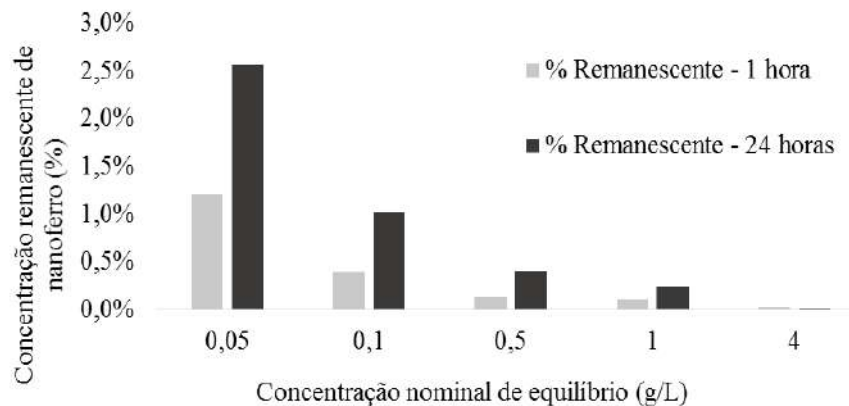


Figura 5 - Nanoferro remanescente na solução após o ensaio no tempo 48 horas após preparo.

De acordo com os resultados, houve uma grande queda na concentração de nanoferro na solução após os ensaios. Isso ocorreu em função do processo de centrifugação, que forçou as partículas de nFeZ a precipitarem junto com o solo, de modo que somente teores residuais deste elemento ficaram na solução disponíveis para análise. Observa-se que com o

aumento da concentração da suspensão, os valores de nFeZ remanescentes caíram. Isto porque em concentrações maiores, o atrito entre as nanopartículas aumenta gerando cargas na superfície que provocam a aglomeração, estando assim maiores e mais suscetíveis a precipitação. As Figuras 6 e 7 apresentam a porcentagem de nanoferro remanescente na

solução após o ensaio em relação ao valor real da concentração de equilíbrio. As suspensões foram preparadas utilizando água subterrânea,

com tempo após o preparo 0 (zero) e 48 horas, respectivamente.

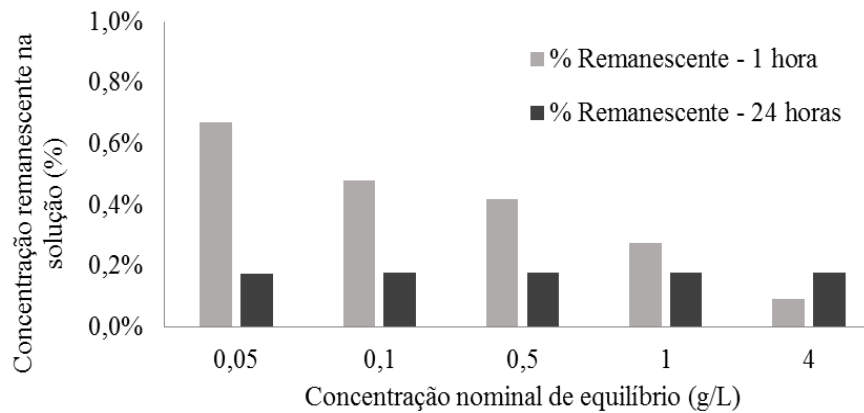


Figura 6 - Nanoferro remanescente na solução após o ensaio no tempo 0 após preparo.

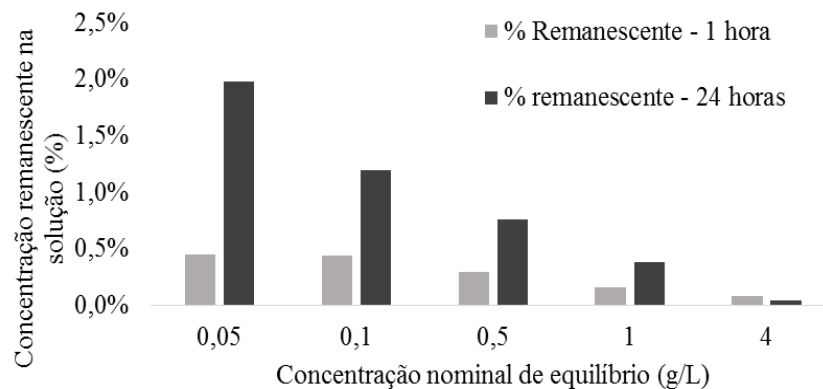


Figura 7 - Nanoferro remanescente na solução após o ensaio no tempo 48 horas após preparo.

Observando as Figuras 4,5, 6 e 7 percebe-se que após 48 horas da preparação das soluções o valor do nFeZ na solução ficou maior, para os dois tipos de águas utilizadas, demonstrando que o tempo de preparação pode influenciar na ativação das nanopartículas, ficando assim com tamanho menor, evitando a

sua precipitação. Elliot (2005) investigou a degradação de um contaminante organoclorado no lençol freático e constatou que cerca de 95% da substância foi removida do lençol freático nas primeiras 48 horas de aplicação, demonstrando uma elevada reatividade neste período

### 3.3. Valores de Kd

A Tabela 2 apresenta os valores de Kd determinados para as situações analisadas.

Tabela 2 - Valores do Coeficiente de distribuição (Kd)

Tempo após o preparo da Solução	Água destilada		Água Subterrânea	
	Tempo de Agitação(horas)		Tempo de Agitação(horas)	
	1	24	1	24
0	17,99	17,99	17,92	17,93
48	17,93	17,98	17,95	17,9

Os valores obtidos de Kd para as combinações ficaram próximas a  $17,9\text{cm}^3/\text{g}$ , no entanto, este valor não representa a situação real, já que a parcela de nFeZ precipitada no processo de centrifugação está incluída neste valor, resultando em um valor mascarado para o parâmetro.

A metodologia comumente utilizada para determinação do Coeficiente de Distribuição, a norma ASTM D4646, não funciona quando se trata de suspensões de nanopartículas. As nanopartículas não estão solubilizadas e por isso, existe dificuldade no processo de separação dos materiais durante o ensaio, de modo que as partículas suspensas são retiradas do sistema com o solo durante o processo de centrifugação e/ou filtração. Essa parcela é entendida erroneamente como sorvida no solo, e somente teores residuais de nFeZ que permanecem dissolvido na solução são lidos e descontados do valor da concentração de equilíbrio.

### 3.4. Análise Estatística

A Figura 10 apresenta a análise estatística da influência da concentração de nFeZ nos valores remanescentes deste elemento. Pode se observar que a concentração não influenciou os valores de nFeZ remanescente.

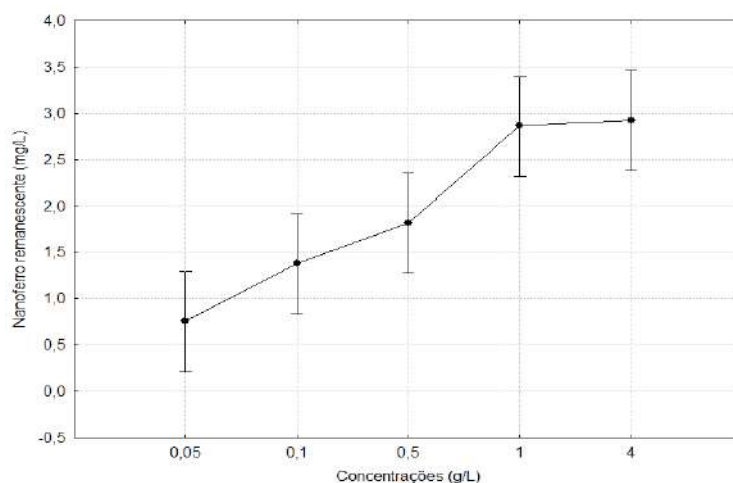


Figura 3 - Análise estatística para as diferentes concentrações.

Nenhuma das concentrações avaliadas demonstrou ter influência significativa nos valores das concentrações remanescentes de nFeZ nas soluções analisadas, em função do elevado valor deste que precipitou juntamente com o solo no processo de separação por centrifugação.

## 4. CONCLUSÃO

Os valores de Kd determinados para o nFeZ em solo residual de basalto variaram de  $17,90\text{cm}^3/\text{g}$  a  $17,99\text{cm}^3/\text{g}$  para todas as condições propostas. No entanto, este valor não representa o real comportamento das nanopartículas no solo, pois durante o processo



de centrifugação, estas precipitaram juntamente com o solo em função da elevada força que foram submetidas.

Isso demonstra que o método usualmente utilizado para determinar o Kd de soluções no solo não é efetivo para partículas em suspensão, pois há dificuldade no processo de separação das partículas suspensas e do solo, gerando elevado erro no valor do coeficiente de distribuição(Kd) das nanopartículas no solo.

Nenhuma das concentrações avaliadas teve influência no valor remanescente de nFeZ, evidenciando novamente uma influência do processo de separação partícula/líquido nos valores de Kd.

Assim, recomenda-se a determinação de um novo método para a separação das partículas suspensas do solo.

## 5. REFERÊNCIAS

ELLIOTT, D. W. Iron nanoparticles: Reaction with lindane and the hexachlorocyclohexanes. Doctoral dissertation, department of Civil and environmental Engineering, Lehigh University, Bethlehem, 2005.

NORMA ASTM D 4646 – 03, Standard Test Method for 24-h Batch-Type Measurement of Contaminant Sorption by Soils and Sediments. ASTM Internacional, West Conshohocken, PA 19428-2959, United States.

SALEH, N., SIRK, K., LIU, Y., PHENRAT, T., DUFOUR, B., MATYJASZEWSKI, K., TILTON, R.D.; LOWRY, G.V. Surface Modifications Enhance Nanoiron Transport and NAPL Targeting in Saturated Porous Media. **Environmental Engineering Science**. V. 24, n. 1, p. 45-57, 2007.

SCHRICK, B., HYDUTSKY, B. W., BLOUGH, J. L., AND MALLOUK, T. E. Delivery vehicles for zerovalent metal

nanoparticles in soil and groundwater. **Chem. Mater.** V. 16, n. 11, p. 2187-2193, 2004.

STATSOFT. Statistica for Windows. Version 8.0.[S.I.]: StatSoft South America, 1999. CD-ROM

THOMÉ A., REDDY K., REGINATTO C., CECCHIN I., Review of Nanotechnology for Soil and Groundwater. Remediation: Brazilian Perspectives.

**Water air soil pollut.** V. 226, n. 121, 2015.

TRATNYEK, P.G.; JOHNSON, R.L. Nanotechnology for environmental clean up. **Nanotoday.** V. 1, n. 2, p. 44-48, 2006.

U. S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY (EPA), STAR Progress Review Workshop, "Nanotechnology and the Environment: Applications and Implications", 2002: Disponível em: <[http://es.epa.gov/ncer/publications/workshop/nano\\_proceed.pdf](http://es.epa.gov/ncer/publications/workshop/nano_proceed.pdf)> acessada em: 3 out 2015.

## ESTUDO DA PERMEABILIDADE IN SITU DE UM SOLO RESIDUAL DE ARENITO BOTUCATU, EM NOVO HAMBURGO/RS

**Glauber Candia Silveira**

Professor/Pesquisador do curso de Engenharia Civil da Universidade FEEVALE  
glaubersilveira@feevale.br

**Acácio Roberto Kraemer**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil da Universidade FEEVALE  
acaciokraemer@gmail.com

**Dionimar Kappaun**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil da Universidade FEEVALE  
dionimark@feevale.br

**Resumo.** *Apresentam-se resultados de ensaios de permeabilidade in situ de um solo residual de arenito Botucatu existente no Campus II da Feevale, em Novo Hamburgo/RS. A permeabilidade foi determinada em furos de sondagem a trado, sob carga constante, até profundidade de 3,50m, para estudo de pavimentos permeáveis. Os resultados indicaram  $1,45 \times 10^{-5} \leq k(\text{cm/s}) \leq 6,29 \times 10^{-4}$ , típicos de fundação semipermeável.*

**Palavras-chave:** *Permeabilidade. Arenito. Botucatu*

### 1. INTRODUÇÃO

As rochas e os Solos Residuais de Arenito Botucatu (SRAB) estão presentes em diversos estados brasileiros, cujos afloramentos se estendem pela Bacia do Paraná no Brasil, além de adentrar pela Argentina, Paraguai e Uruguai. Esta importante unidade de arenito eólico tem sido estudada há muitos anos pelas suas características de aquífero, destacando-se as descrições realizadas por Gonzaga de Campos (1889), citado por Scherer (2000). Investigações geológicas voltadas para a exploração de petróleo e gás foram também

desenvolvidas pela PETROBRÁS, entre os anos de 1950 e 1970, com perfuração de diversos poços na Bacia do Paraná, com profundidades superiores a 2.000m. Nestes trabalhos, em geral, os relatos sobre a condutividade hidráulica encontrada em poços profundos revelam faixa de valores entre  $1 \times 10^{-3}$  cm/s e  $< 1 \times 10^{-4}$  cm/s (REBOUÇAS, 1976).

No que se refere ao estudo da permeabilidade *in situ* (k, em cm/s) do SRAB encontrado nas suas camadas superficiais, particularmente no estado do Rio Grande do Sul, ainda são encontradas poucas publicações. A maior parte das pesquisas tem sido voltada para o estudo de propriedades mecânicas dos solos (MARTINS, 1994; FERREIRA, 1998; WERK, 2000), erodibilidade (BASTOS et al, 2001), estabilização ou cimentação (THOME, 1999; CRUZ, 2004; BENETTI, 2015; IBEIRO, 2016), adequabilidade à pavimentação (NUNEZ, 1991) ou caracterização de jazidas (ORLANDINI, 1991), entre outros interesses.

Tendo por objetivo o projeto de pavimentos permeáveis, foram realizados estudos preliminares de caracterização geotécnica e da permeabilidade *in situ* em área piloto no estacionamento no Campus II da

Feevale, em Novo Hamburgo/RS. O substrato local é constituído por SRAB, cujo terreno primitivo sofreu modificações por operações de terraplenagem e de pavimentação asfáltica. Os resultados dos estudos serão utilizados em avaliações quanto à capacidade de absorção d'água do subsolo, caso seja substituído parcialmente o piso impermeável por estruturas drenantes. Isto poderá minimizar o escoamento superficial, diminuindo o impacto das chuvas no sistema de drenagem local e dos arredores.

## 2. LOCALIZAÇÃO E GEOLOGIA DA ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo se localiza no pátio de estacionamento descoberto (denominado E1) no Campus II da Universidade Feevale, em Novo Hamburgo/RS, próximo do km 15,8 da rodovia RS/239. Também foi estudada uma área adjacente ao E1, denominada P1. A área piloto investigada é de aproximadamente 15.100m<sup>2</sup> (1,5ha), sendo 12.500m<sup>2</sup> no E1 e 2.600m<sup>2</sup> no P1.

A Figura 1 mostra a localização das áreas E1 e P1 e a Fig. 2 ilustra a área do estacionamento pavimentado com concreto asfáltico no E1. A posição geográfica das áreas estudadas é encontrada nas coordenadas 29°39'55" latitude sul e 51°07'10" longitude oeste.



Figura 1. Localização das Áreas de Estudo (E1 e P1, no Campus II Feevale)



Figura 2. Vista do estacionamento E1, Campus II da Feevale, em Novo Hamburgo

De acordo com o mapa geológico do Rio Grande do Sul (CPRM-GEOBANK, 2013), na região ocorrem litologias e solos residuais de rochas basálticas da Formação Serra Geral e de rochas areníticas da Formação Botucatu e da Formação Pirambóia (Fig. 3). Relatos de Tomasi (1972), citado por Martins (1994), informam que na região de Novo Hamburgo podem ser encontradas camadas de arenito Botucatu com até 250m de espessura.

Especificamente no estacionamento E1 e na área P1 todo o substrato é constituído por SRAB, conforme revelado por sondagens à percussão (SPT) executadas até 20 m de profundidade. Na época da implantação, foi executado nivelamento da área através de terraplenagem com predominância de cortes, visto que originalmente o terreno era declivoso e ondulado.



Figura 3. Geologia da Região (CPRM-GEOBANK, 2013)

### 3. MATERIAIS E MÉTODOS

O estudo foi realizado através de uma campanha de investigações geotécnicas abrangendo a execução de perfurações a trado até a profundidade de 4,00m, com coleta de amostras de solo para ensaios de caracterização geotécnica e determinação do teor de umidade natural.

Em cada furo a trado foram executados ensaios de condutividade hidráulica, à carga constante, em várias profundidades.

Cumprir destacar que a NBR 16416 (ABNT, 2015), particularmente em seu Anexo “A”, estabelece critérios e metodologia específica para determinação do coeficiente de permeabilidade da estrutura de um pavimento permeável. No entanto, esta normativa não esclarece quanto à metodologia a adotar para determinação da permeabilidade do “subleito”, ficando a critério do projetista a escolha do método a adotar, entre àqueles utilizados pela engenharia geotécnica e/ou agrônoma.

No caso, para os ensaios de permeabilidade *in situ*, inicialmente foi cogitado emprego das seguintes metodologias: *anéis concêntricos* ou *infiltrômetro de anel* (usual nas práticas agrônomicas, aplicável somente à camada superficial do solo); *método Matsuo ou das cavas* (ABGE, 2013) também aplicável somente para o horizonte superficial; *método das covas prismáticas ou cilíndricas* previsto na NBR 7229 (ABNT, 1997) aplicável para o estudo de sumidouros; e *ensaios em furos de sondagem a trado* (ABGE, 2013). Entre estes, foi adotada a utilização da sondagem a trado pois possibilita a determinação da condutividade hidráulica em várias profundidades, não se limitando apenas à camada superficial de solo.

#### 3.1 Investigações Geotécnicas

As investigações geotécnicas abrangeram um total de 15 pontos com prospecções

através de furos de sondagem a trado manual, diâmetro 4” (10 cm), conforme disposição indicada na Figura 4. Isto correspondeu, em média, a um ponto investigado a cada cerca de 1.000 m<sup>2</sup> (malha equivalente de 30x30m). Os locais dos furos foram escolhidos ao longo dos canteiros existentes (revestidos com grama), entre os pisos pavimentados, de modo a não interferir na operacionalidade do estacionamento, ademais da facilidade executiva para as perfurações.

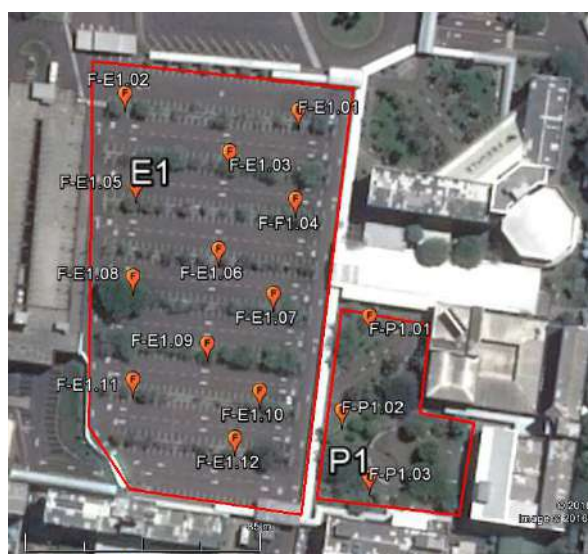


Figura 4. Localização das investigações geotécnicas nas áreas E1 e P1

Em cada local, a condutividade hidráulica foi determinada à carga constante d’água nas profundidades entre 0,50-1,00m, 1,50-2,00m e 3,50-4,00m. Estas profundidades são referidas ao segmento previamente perfurado do terreno natural abaixo da extremidade inferior de um tubo de PVC diâmetro 10 cm. A extremidade superior do tubo de PVC foi posicionada acima do terreno natural (0,50m), conforme representação esquemática da Figura 5. Para tanto, foi utilizado o auxílio de uma presilha metálica móvel acoplada no tubo e mantida como limitadora no nível do terreno.

Cada ensaio foi determinado em furo a trado individual, num mesmo local, afastado



lateralmente há pelo menos 2 m de distância um do outro.

Após o primeiro enchimento, o nível d'água foi mantido constante na boca do furo, com recarga d'água periódica com uso de mangueiras e provetas graduadas, medindo-se os volumes adicionados em intervalos regulares (variável entre 1 e 5 minutos) até estabilização das vazões. Em geral, um fluxo regular e estável foi observado a partir de 30 minutos, sendo que as leituras se estenderam pelo menos até 60 minutos.

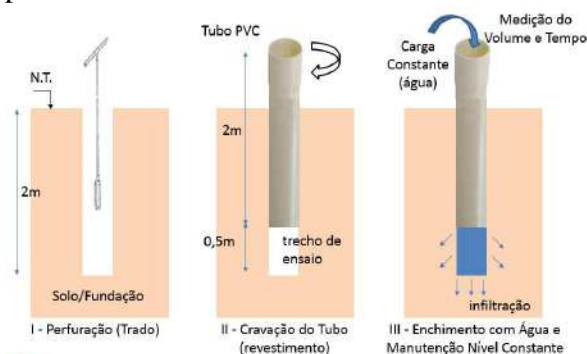


Figura 5. Esquema da execução dos ensaios de permeabilidade *in situ* (prof. 1,50-2,00 m)

O suprimento d'água para os ensaios de condutividade hidráulica foi garantido com uso de reservatório móvel (tambor de 200 litros) e mangueiras de abastecimento.

Em alguns furos foram também recolhidas amostras de solo para ensaios de caracterização geotécnica e determinação do teor de umidade natural (*h*).

As Figuras 5 a 8 ilustram, respectivamente: a execução das sondagens e o recolhimento de amostras de solo; a colocação do tubo de PVC; equipamentos e acessórios utilizados; a execução dos ensaios de condutividade hidráulica (com manutenção da carga constante e medição de volumes adicionados com a proveta); e o aspecto visual do SRAB.



Figura 5. Execução das sondagens e colocação do tubo de PVC diâmetro 10 cm para ensaios



Figura 6. Equipamentos e acessórios utilizados (tambor 200 litros, tubos PVC, hastes, etc)



Figura 7. Execução dos ensaios de condutividade hidráulica (carga constante)



Figura 8. Aspecto visual do SRAB

### 3.2 Metodologia

A execução dos ensaios de permeabilidade *in situ* (ou de infiltração) foi realizada à carga constante, em conformidade com o Manual da ABGE (2013), com utilização de furos a trado e tubos de PVC diâmetro 10 cm. Em todos os pontos prospectados os ensaios foram executados sem interceptar o lençol freático, ou seja, com ensaios executados acima do nível d'água do subsolo. É possível que tenham ocorrido eventuais perturbações do solo na face interna do orifício escavado, o que pode afetar a determinação da permeabilidade; no entanto, estes efeitos são inerentes ao processo de perfuração adotado (trado), acreditando-se ser pouco significativos para fins práticos.

Nos ensaios de condutividade hidráulica, o furo da sondagem foi revestido da superfície até a profundidade ensaiada (Fig. 5). Após se atingir a cota desejada, o furo foi cheio com água até a superfície, tomando como base a boca do revestimento (Fig. 7). A partir deste momento, o nível d'água foi mantido constante e o volume adicionado em intervalos de tempo, gerando uma vazão usada para o cálculo do coeficiente de permeabilidade, após estabilização das leituras.

Apesar desse tipo de ensaio ser muito simples, foram observados alguns cuidados, tais como: correta determinação do trecho a ser ensaiado; posição em relação ao nível

d'água existente no subsolo; regime de escoamento a se obter antes do início do ensaio; inexistência de refluxos laterais ao tubo ou vazamentos e estabilização das vazões com o tempo, após um período de saturação.

No campo, foi utilizado um formulário no padrão recomendado pela ABGE (2013) para anotações das leituras. Nele foi inserido espaço para esboço de um gráfico absorção (ml) x tempo (minutos), desenhado à medida que as leituras eram tomadas, para rápida visualização da estabilização, conforme ilustrado na Figura 9.

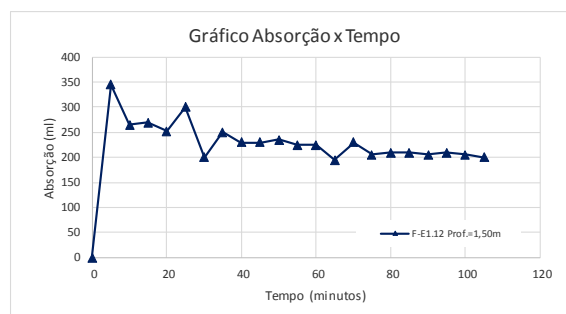


Figura 9. Exemplo de gráfico utilizado para acompanhamento das leituras no campo

O cálculo do coeficiente de permeabilidade foi realizado considerando-se a perda específica que leva em conta a altura da coluna d'água, a vazão estabilizada, a absorção do trecho ensaiado e o fator de correção recomendado pela ABGE (2013). Para fins comparativos, a permeabilidade também foi calculada com o coeficiente de condutividade de meios não saturados, encontrando-se diferenças desprezíveis em relação ao cálculo pela perda específica.

A determinação do teor de umidade natural foi realizada com o recolhimento de amostras em cápsulas de alumínio levadas à estufa do Laboratório de Mecânica dos Solos da Feevale. Para tanto, foi seguida a NBR 16097 (ABNT, 2012).

Os ensaios de análise granulométrica, limites de liquidez e de plasticidade, respectivamente, foram executados em



conformidade com a NBR 7181 (ABNT, 2016), NBR 6459 (ABNT, 2016) e NBR 7180 (ABNT, 2016).

#### 4. RESULTADOS OBTIDOS

Foram executados 35 ensaios de permeabilidade *in situ*, em profundidades variáveis entre 0,50 e 4,00m de profundidade.

Os resultados encontrados para as permeabilidades, calculados pela perda d'água específica e fator de correção proposto pela ABGE (2013) estão resumidos na Tabela 1. Em alguns locais foi encontrado o impenetrável ao trado em profundidade inferior à prevista, ensejando ajuste da programação inicial.

A faixa de variação da permeabilidade (k) foi entre  $1,45 \times 10^{-5}$  e  $6,29 \times 10^{-4}$  cm/s, ou seja, tipicamente de solo semipermeável (ABGE, 2013) onde se enquadram a maioria dos solos arenosos eventualmente com finos, tais como o SRAB estudado.

Os resultados encontrados são compatíveis, por exemplo, com os trabalhos realizados por Zuquete e Palma (2006), que estudaram SRAB localizados no nordeste do estado de São Paulo, tendo encontrado valores entre  $2,01 \times 10^{-5}$  e  $3,2 \times 10^{-3}$  cm/s (determinados pelo método dos anéis concêntricos). No Rio Grande do Sul, embora já tenham sido pesquisados diversos SRAB em São Leopoldo (NUNEZ, 1991), Novo Hamburgo (TOMASI, 1972, citado por MARTINS, 1994) e Estância Velha (AZAMBUJA, 1993, citado por MARTINS, 1994), são quase inexistentes trabalhos publicados a respeito da determinação da permeabilidade *in situ* destes solos.

Tabela 1. Resultados dos ensaios de permeabilidade *in situ* (SRAB)

FURO	PERMEABILIDADE In Situ - k (cm/s)				
	Prof. 0,50m	1,50m	1,90m	2,27m	3,50m
F-E1.01	1,88E-04	1,07E-04			
F-E1.02	3,86E-04			2,84E-04	
F-E1.03	1,56E-04	7,76E-05			
F-E1.04	1,37E-04	7,04E-05			
F-E1.05	2,98E-04	6,29E-04			2,98E-04
F-E1.06**	1,45E-04	1,08E-04			
F-E1.07	1,63E-05	2,55E-05	7,14E-05		
F-E1.08	1,35E-04	5,04E-04			2,28E-04
F-E1.09	2,46E-05	2,27E-05			1,94E-04
F-E1.10*	1,45E-05	2,22E-05			
F-E1.11	8,60E-05	3,02E-04			
F-E1.12		1,49E-05			8,06E-05
F-P1.01	9,36E-05	1,31E-04			
F-P1.02	1,45E-04	1,02E-04			
F-P1.03	2,04E-04	1,11E-04			4,16E-04
Média	1,45E-04	1,59E-04	7,14E-05	2,84E-04	2,43E-04
Máximo	3,86E-04	6,29E-04			4,16E-04
Mínimo	1,45E-05	1,49E-05			8,06E-05

\* F-E1.10 prof. 1,50m executado na prof. 1,10-1,60m (imp. aos 1,60m)

\*\* F-E1.06 prof. 1,50m executado na Prof. 0,50-1,16m (imp. aos 1,10m)

P.E. = Perda d'água Específica (cm/s)

Nas áreas E1 e P1 da Feevale, na camada superficial, entre 0,50 e 1,00m de profundidade, a permeabilidade média encontrada para o SRAB foi de  $1,45 \times 10^{-4}$  cm/s. O valor corresponde a uma taxa de infiltração média da ordem de 5,2 litros/hora (5,2 mm/hora), sendo o terreno capaz de absorver a maior parte do escoamento superficial previsto na área estudada.

Em relação à variação da permeabilidade com a profundidade, conforme mostrado na Fig. 10, observou-se leve tendência de aumento à medida que aumenta a profundidade. Não foram encontradas camadas impermeáveis até os limites investigados.

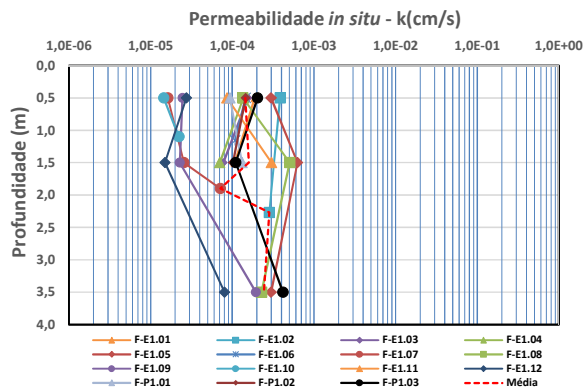


Figura 10. Variação da permeabilidade com a profundidade nas áreas E1 e P1 (SRAB)

A Tabela 2 apresenta a síntese dos resultados encontrados para o teor de umidade natural (h). Foram encontrados valores oscilando entre 9,73 e 29,17%, com média de 13,77% na profundidade de 0,50 m.

Tabela 2. Teor de umidade natural (SRAB)

FURO	TEOR DE UMIDADE NATURAL - h (%)				
	Prof. 0,50m	1,00m	1,50m	2,00m	3,50m
F-E1.01	11,48		13,48		
F-E1.04	9,76		11,73		
F-E1.05	18,92		27,64		16,15
F-E1.07	14,92		16,37		
F-E1.08					16,71
F-E1.09	15,01	13,82	13,22		11,77
	12,43	14,43	10,04		
	13,97				
F-E1.10	14,07	12,77			
	12,61				
F-E1.11	11,43	18,80	13,51		
F-E1.12	12,58	10,24	10,37	12,17	12,62
	18,37	9,73	12,14		
F-P1.01	14,14		29,17		
F-P1.02	16,00		11,50		
F-P1.03	10,80		12,50		12,90
Média	13,77	13,30	15,14	12,17	14,03
Máximo	18,92	18,80	29,17	12,17	16,71
Mínimo	9,76	9,73	10,04	12,17	11,77

A variação do teor de umidade natural com a profundidade está apresentada na Fig. 11. Observa-se que o valor médio oscila entre 12 e 15%, com discreta tendência de aumento da umidade com o aumento da profundidade.

Na Fig. 11, os dois pontos com umidade superior a 25% podem estar influenciados pela existência de árvores ou redes de drenagem nas proximidades

Os resultados dos ensaios de plasticidade revelaram solos não plásticos; porém, foram ensaiadas poucas amostras, visto que as pesquisas ainda estão em andamento.

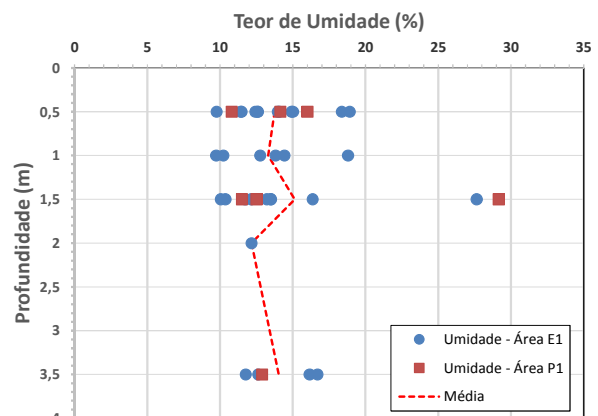


Figura 11. Variação da umidade natural com a profundidade nas áreas E1 e P1 (SRAB)

Em relação à granulometria, os resultados dos ensaios iniciais estão mostrados na Figura 12. A granulometria média do SRAB estudado foi a seguinte: 15% de areia grossa, 70% de areia média, 10% de areia fina e 5% passante na peneira n° 200. O solo foi classificado como muito uniforme ( $C_u=2,5$ ) e bem graduado ( $C_c=1,1$ ).

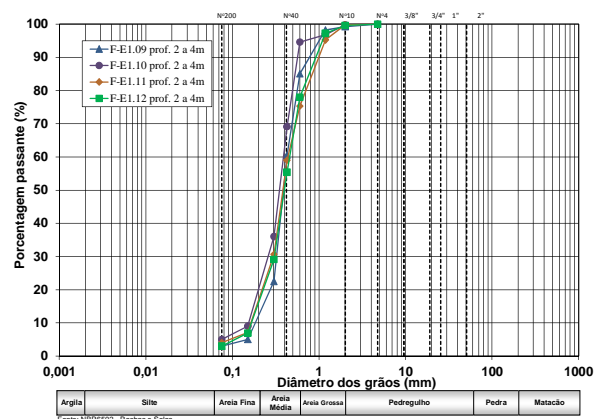


Figura 12. Análises granulométricas SRAB

O SRAB foi classificado no grupo A-3 da TRB (ex-HRB), ou seja, solo arenoso com reduzida quantidade de finos, não plástico. Pela classificação SUCS, o enquadramento foi como SP-SW.

Comparando-se com outras feições de SRAB encontradas na região, como por exemplo em São Leopoldo (NUNEZ, 1991) em que o SRAB apresenta-se mais argiloso com cerca de 40% passante na peneira nº 200, se constata que o SRAB existente nas áreas E1 e P1 da Feevale é nitidamente mais arenoso nos horizontes ensaiados.

## 5. CONCLUSÕES

Os estudos realizados com o SRAB existente na área do estacionamento E1 e área adjacente P1, no Campus II da Feevale, em Novo Hamburgo, revelaram permeabilidade *in situ* entre  $1,45 \times 10^{-5}$  e  $6,29 \times 10^{-4}$  cm/s, ou seja, solos tipicamente semipermeáveis. Ao todo foram executados 35 ensaios em furos de sondagem diâmetro 10 cm, à carga constante, com profundidades variáveis entre 0,50 e 4,00m.

A camada superficial, entre 0,50 e 1,00m de profundidade, apresentou permeabilidade média de  $1,45 \times 10^{-4}$  cm/s. O valor corresponde a uma taxa de infiltração média de aproximadamente 5,2 litros/hora, isto é, 5,2 mm/hora.

No local investigado se observou discreta tendência de aumento da permeabilidade à medida que aumenta a profundidade.

O teor de umidade natural variou entre 9,73 e 29,17%. A média observada na profundidade de 0,50 m foi de 13,77%.

Os solos foram classificados no grupo A-3 pela TRB (ex-HRB) e como SP-SW pela classificação SUCS.

### *Agradecimentos*

Os autores agradecem o apoio da Feevale, representada pela Coordenação do Curso de Engenharia Civil e pelo Departamento de Projetos e Obras, bem como ao consultor Paulo Fleck; aos técnicos Rudieri, Jairo e Alisson, pertencentes ao Laboratório de Materiais e de Mecânica dos Solos da Feevale. Agradecem a inestimável colaboração, participação e empenho do grupo de acadêmicos da Engenharia Civil, em especial a: Alexandre Oliveira, Andressa Almeida, Daiana Custódio, Danyela Pozzebon, Douglas Roque, Felipe Godinho, Kleiton Rheinheimer, Lucas Kaefer, Maurício Bischoff e Vitor Dutra.

## 6. REFERÊNCIAS

- ABGE. **Ensaio de Permeabilidade em Solos, Orientações para sua Execução no Campo**. 4ª Edição. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental São Paulo. 2013. 75 p.
- BASTOS, C. A. B.; MILITITSKY, J.; GEHLING, W. Proposta metodológica para avaliação geotécnica da erodibilidade de solos residuais não saturados. In: VII SIMPÓSIO NACIONAL DE CONTROLE DE EROSAO, 2001, Goiânia/GO. Disponível em: <[http://www.labogef.iesa.ufg.br/links/simposio\\_erosao/](http://www.labogef.iesa.ufg.br/links/simposio_erosao/)>. Acesso em 6 mar. 2017.
- BENETTI, M. **Comportamento hidráulico e mecânico de um solo residual tratado com cal**. Dissertação (Mestrado em Engenharia - CPGEC/EE): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre RS, 2015.
- CPRM-GEOBANK - Serviço Geológico do Brasil (2013). Mapa Geológico do Estado do Rio Grande do Sul, escala 1:750.000. **Banco de Dados**. Disponível em: <<http://geobank.cprm.gov.br/>>. Acesso em 6 mar. 2017.
- CRUZ, R.C. **Condutividade hidráulica em solos contaminados encapsulados**. Dissertação (Mestrado em Engenharia -

- CPGEC/EE): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre RS, 2004.
- FERREIRA, P. M. V. **Estudo de um solo residual de arenito da rodovia RS-239 – ensaios triaxiais servo-controlados.** 1998. Dissertação (Mestrado em Engenharia – CPGEC/EE): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre RS, 1998.
- IBEIRO, L.S. **Estudo da distribuição dimensional de poros e da condutividade hidráulica de solos arenosos compactados tratados com cal e cimento.** Dissertação (Mestrado em Engenharia - CPGEC/EE): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre RS, 2016.
- MARTINS, F. B. **Automação de equipamento triaxial visando o estudo de solos tropicais cimentados.** 1994. Dissertação (Mestrado em Engenharia - CPGEC/EE): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre RS, 1994.
- NBR 6459. Solo – Determinação do limite de liquidez. 2016. ABNT.
- NBR 7180. Solo – Determinação do limite de plasticidade. ABNT.
- NBR 7181. Solo – Análise granulométrica. 2016. ABNT.
- NBR 7229 – Projeto, construção e operação de sistemas de tanques sépticos. 1993. Versão corrigida 1997. ABNT.
- NBR 16097. Solo – Determinação do teor de umidade – métodos expeditos de ensaio. 2012. ABNT.
- NBR 16416. Pavimentos permeáveis de concreto – Requisitos e procedimentos. 2015. ABNT.
- NUNEZ, W. P. **Estabilização físico-química de um solo residual de arenito Botucatu, visando seu emprego na pavimentação.** 1991. Dissertação (Mestrado em Engenharia - CPGEC/EE): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre RS, 1991.
- ORLANDINI, R. **Unidades geotécnicas dos municípios de Novo Hamburgo e Campo Bom – RS.** 1991. Dissertação (Mestrado em Engenharia - CPGEC/EE): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre RS, 1991.
- REBOUÇAS, A. C. **Recursos hídricos subterrâneos da Bacia do Paraná – Análise de Pré-Viabilidade.** Tese de L. Doc (Instituto de Geociências): USP, São Paulo SP, 143 p. 1976.
- SCHERER, C. M. S. Eolian dunes of the Botucatu Formation (Cretaceous) in southernmost Brazil: morphology and origin. **Sedimentary Geology.** V.137, n.1-2, p. 63-84, jan 2000. ISSN 0037-0738.
- THOME, A. **Comportamento de fundações superficiais apoiadas em aterros estabilizados com resíduos industriais.** 1999. Tese (Doutorado em Engenharia - CPGEC/EE): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre RS, 1999.
- WERK, S.M.S. **Estudo da influência dos métodos de compactação no comportamento resiliente dos solos.** Dissertação (Mestrado em Engenharia - CPGEC/EE): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre RS, 2000.
- ZUQUETE, L. V; PALMA, J. B. Avaliação da taxa de infiltração e escoamento superficial frente a diferentes cenários de chuvas em área de ocorrência dos arenitos da Formação Botucatu. **Revista Brasileira de Geociências.** São Paulo. V. 36, n.1, p. 49-60, mar-2006. Disponível em: <<http://www.sbgeo.org.br>>. Acesso em 6 mar. 2017.

## **AValiação da Resistência à Compressão Simples de Misturas Solo-Cimento-Cinza de Casca de Arroz**

**Sara Virgínia Fritscher**

Acadêmica do curso de Engenharia Civil do Centro Universitário Univates

sara\_fritscher@hotmail.com

**Viviane Rocha dos Santos**

Professora do curso de Engenharia Civil do Centro Universitário Univates

viviane.santos@univates.br

**Resumo.** *O solo natural é um material essencial para engenharia, porém, muitas vezes, não apresenta as características exigidas pela obra. Entre as técnicas utilizadas para solucionar este problema, está a estabilização de solos através do tratamento com aditivos e compactação. Neste trabalho, foram utilizados dois aditivos, cimento Portland (7 e 11%), e cinza de casca de arroz (12,5 e 25%). Foram executados ensaios de compressão simples a fim de determinar a resistência da mistura solo-cimento-cinza de casca de arroz, com tempos de cura de 7, 14 e 28 dias. Nas misturas contendo apenas cimento, os valores de resistência à compressão simples praticamente dobraram de valor com o aumento do teor de cimento, enquanto que as misturas contendo os dois aditivos apresentaram resistências inferiores. Visto que o solo estudado possui poucos finos, esse comportamento pode ser justificado uma vez que as cinzas reagem melhor com a fração fina do solo (reações pozolânicas).*

**Palavras-chave:** Estabilização de solos. Solo residual. CCA.

### **1. INTRODUÇÃO**

A técnica de estabilização de solos se torna bastante aplicada, visto que muitas vezes, os tradicionais métodos de engenharia

geotécnica se tornam inviáveis. Um exemplo disso é a utilização de fundações profundas em solos de baixa capacidade que elevam o custo do projeto, inviabilizando a sua execução (VITALI, 2008).

A estabilização de solos constitui, provavelmente, a técnica mais antiga utilizada na Engenharia Civil. Há mais de 3000 anos já era aplicada na construção dos templos da antiga Babilônia. No Brasil, várias obras já foram executadas com solo-cimento, e muitos pavimentos com solo-cal e areia-cal-cinza volante ainda estão em ótimas condições para o tráfego (ANITECO, 2016).

Além destes materiais, outros aditivos vêm sendo empregados na estabilização de solos. Nas últimas décadas, por exemplo, vem crescendo o interesse na utilização ou reutilização de diversos resíduos em obras de engenharia, tais como a cinza de casca de arroz (CCA), a cinza volante (CV) e a microssílica, pozolanas provenientes de processos produtivos industriais e agroindustriais, na forma de resíduo.

Paula (2013) justifica essa utilização pelo fato de os materiais pozolânicos apresentarem um diâmetro médio dos grãos bem pequenos, preenchendo grande parte dos vazios da mistura, além de possuírem elevada quantidade de sílica amorfa, auxiliando no ganho de resistência da mistura.

Nesse contexto, o método utilizado neste estudo foi estabilização química e mecânica

do solo. Técnica que ocorre a partir da estabilização do solo natural com a adição de agentes cimentantes e pozolânicos através da mistura mecânica desses componentes com o solo.

Os aditivos utilizados foram a CCA e o cimento Portland. A CCA representa a parcela da mistura que seria descartada na natureza como um resíduo da queima da casca de arroz, desta forma o estudo busca utilizar este material como uma forma alternativa de aproveitamento. Enquanto que o cimento representa um dos produtos mais utilizados na construção civil, além de proporcionar ao solo a cimentação necessária, visto que algumas pesquisas indicam que a CCA, quando utilizada individualmente para estabilizar um solo, não possui propriedades cimentantes (BASHA et al., 2005).

Nesse contexto, o presente trabalho teve por objetivo investigar a melhoria da resistência à compressão simples do solo predominante da região de Lajeado/RS, quando da adição de cimento Portland e CCA.

## 2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

### 2.1 Materiais

**Solo residual.** O solo foi coletado de uma jazida localizada nos fundos do Prédio 17, do Centro Universitário UNIVATES, Bairro Universitário, município de Lajeado/RS, coordenadas geográficas 29°44'80.22"S e 51°94'54.63"O. "É um solo residual de basalto pertencente à Formação Serra Geral, em uma provável área de contato com o arenito da Formação Botucatu" (CORTELETI, 2013).

O solo apresenta massa específica real dos grãos igual a 2,87 g/cm<sup>3</sup> e limites de liquidez e plasticidade de 61% e 53%, respectivamente. É composto por 18,93% de silte, 45,42% de areia fina, 35,65% de areia grossa, conforme curva granulométrica apresentada na Fig. 1. Pode ser classificado, geotecnicamente, como

uma areia média, segundo a NBR 6502 (ABNT, 1995), e como SP (areia mal graduada) pelo Sistema de Classificação Unificado (ASTM D 2487, 1993).

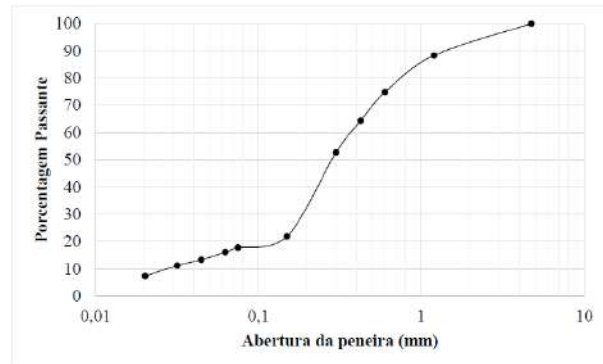


Figura 1. Curva granulométrica do solo natural (Autores, 2016).

**Cimento.** O cimento utilizado no experimento foi o CP-IV, conforme características apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1. Propriedades do cimento CP-IV (Adaptado de Itambe, 2016).

Parâmetros	
Tempo de início de pega (horas)	≥ 1
MgO (%)	≤ 6,5
Perda ao fogo (%)	≤ 4,5
Resíduo insolúvel	-
SO <sub>3</sub> (%)	≤ 4,0
Adições permitidas	
Escória (%)	0
Fíler calcário (%)	0 a 5
Material pozolânico (%)	15 a 50

**Cinza de casca de arroz (CCA).** A CCA é proveniente da empresa Pilecco que produz arroz e também a cinza. Suas características estão apresentadas na Tabela 2. A queima da casca é realizada com temperatura controlada de 500 °C. O material contém sílica amorfa e apresenta coloração cinza escura, conforme Fig. 2, o que indica que a presença de matéria orgânica não queimada.



Tabela 2. Composição da CCA (Pilecco, 2016).

Substância	Composição química (%)
Sílica amorfa (SiO <sub>2</sub> )	≥ 90,0
Sílica cristalina (SiO <sub>2</sub> )	≤ 2,0
Óxido de sódio (Na <sub>2</sub> O)	≤ 1,5
Carbono total (C)	≤ 6,0
Umidade (H <sub>2</sub> O)	≤ 3,0



Figura 2. Aspecto geral da CCA (Autores, 2016).

**Água.** Foi utilizada água destilada para a realização dos ensaios, conforme especificado pelas normas.

## 2.2 Métodos

**Dosagem das misturas.** A dosagem das misturas foi definida com base em pesquisas já publicadas na área. Em relação ao teor de cinza, no trabalho realizado por Dalla Rosa (2009), utilizando solo-cinza-cal, foram empregados teores de 0%, 12,5% e 25% de cinza volante. Ainda, a mesma autora cita a *Transportation Research Board* (1976) para definir a dosagem da mistura que determina que o teor de cal + cinza volante, a qual varia, geralmente, entre 12% a 30%.

Paula (2013) aplicou cimento, CCA e microssílica como aditivos para estabilizar o solo; e Bravo (2013) utilizou cal, CCA e microssílica. Ambas as autoras empregaram o teor de material estabilizante de 100 e 200 kg/m<sup>3</sup>, com amostras contendo 100% aglomerante e 0% pozolana, e amostras com 50% aglomerante e 50% pozolana.

Foppa (2005) utilizou teores de cimento entre 1% a 12% em seu estudo com solo-cimento. Lopes Junior (2007) utilizou 3% a 11% de teor de cimento em seu trabalho sobre solos tratados com cal, cimento e rocha basáltica.

Para este trabalho, foram utilizados teores de 0%, 12,5% e 25% de CCA; e 0%, 7% e 11% de cimento. A quantidade de cada material para elaboração das misturas levou em consideração o ensaio de Proctor Normal do solo natural, em que se obteve como umidade ótima do solo igual a 35,2% e peso específico aparente seco máximo de 13,4 kN/m<sup>3</sup>, conforme Fig. 3.

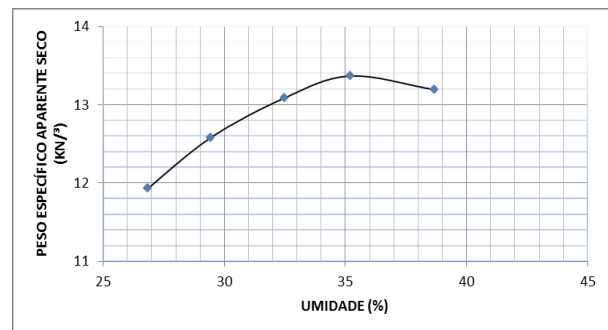


Figura 3. Curva de compactação do solo estudado (Autores, 2016).

A relação entre os teores de cimento e cinza de casca de arroz, e o tempo de cura, resultou em 27 combinações. Visando uma maior confiabilidade dos resultados, para cada combinação foram moldadas três amostras, obtendo-se por fim, 81 corpos de prova.

**Moldagem dos corpos de prova.** Foram moldados corpos de prova cilíndricos de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura com auxílio de molde tripartido. A confecção dos corpos de prova foi executada através dos procedimentos de pesagem, mistura, compactação, desmoldagem, acondicionamento, armazenagem e cura.

Após a pesagem dos materiais (solo, cimento, CCA e água) com resolução de 0,01 g, a mistura foi realizada com uma espátula

metálica e depois adicionada água até a completa homogeneização.

A quantidade de solo natural, cimento e CCA constituem a massa seca total. Dessa forma, a quantidade de cimento necessária para cada mistura foi calculada em relação à massa de solo e CCA utilizada, sendo que a quantidade de água (teor de umidade) foi calculada em relação à soma das massas de solo, CCA e de agente cimentante. A quantidade total da mistura permitiu a moldagem de um corpo de prova e um remanescente para determinação do teor de umidade.

Após a mistura dos materiais, a amostra era compactada estaticamente em três camadas no interior de um molde tripartido, de maneira que cada camada atingisse o peso específico aparente seco definido. Essa compactação foi realizada com um macaco hidráulico tipo garrafa.

Depois do processo de moldagem, o corpo de prova era extraído do molde, sua massa e dimensões medidas (diâmetro e altura), e acondicionado em um saco plástico identificado e vedado para evitar variações significativas do teor de umidade.

**Tempo de cura.** Os corpos de prova foram armazenados e curados por um período de 7, 14 e 28 dias, em um ambiente com temperatura e umidade controladas (temperatura de  $23^{\circ} \pm 2^{\circ}\text{C}$  e umidade relativa do ar maior que 95%). Para este procedimento foi utilizada a câmara úmida do LATEC (Laboratório de Tecnologias da Construção), do Centro Universitário Univates.

Eram considerados aptos os corpos de prova que atendiam as seguintes tolerâncias:

- Peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ ):  $13,4 \pm 0,2 \text{ kN/m}^3$ ;
- Teor de umidade ( $\omega$ ):  $35,2 \pm 0,5$  pontos percentuais;
- Dimensões: diâmetro  $50 \pm 0,5 \text{ mm}$  e altura  $100 \pm 1 \text{ mm}$ .

### ***Ensaio de resistência a compressão simples.***

Para estes ensaios foi utilizada uma prensa de compressão simples, com capacidade de carga máxima de 25 toneladas. A velocidade de deformação aplicada para os ensaios foi de 1,14 mm por minuto. Os corpos de prova, após serem curados na câmara úmida seriam submersos em um recipiente com água por um período de 4 horas, visando aproximar a condição de saturação e minimizar os efeitos de sucção. No entanto, tal procedimento não foi realizado, visto que algumas amostras se desmancharam quando submersas (ver Fig. 4).



Figura 4. Corpo de prova submerso em água (Autores, 2016).

Como critério de aceitação para o ensaio de resistência à compressão simples, estipulou-se que as resistências individuais de três corpos de prova não deveriam se afastar mais de 10% da resistência média desse conjunto.

## **3. RESULTADOS E DISCUSSÕES**

A resistência obtida pelos corpos de prova que não possuíam nenhum aditivo, ou seja, apenas solo natural, alcançaram uma resistência média de 378 kPa para todos os tempos de cura avaliados.

A Fig. 5 representa o gráfico correspondente às amostras com 0% de CCA, ensaiadas com 7, 14 e 28 dias, sendo a mistura formada apenas por solo, água e cimento.

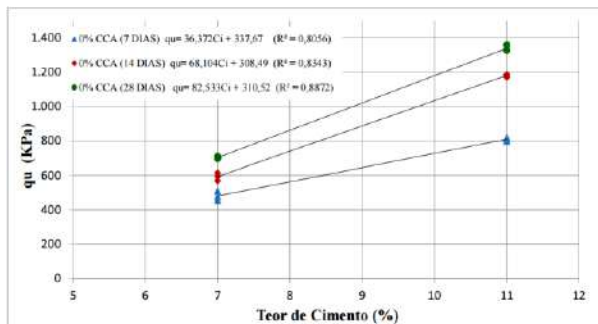


Figura 5. Variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de cimento das amostras com 0% de CCA, com tempos de cura de 7, 14 e 28 dias (Autores, 2016).

É possível observar que aos 7 dias de cura as amostras já obtiveram um acréscimo de resistência, em torno de 100 kPa, comparada com as amostras contendo apenas solo. Houve uma maior amplitude entre os resultados contendo 7 e 11% de cimento nos tempos de cura de 14 e 28 dias, onde a resistência quase dobrou com o aumento do teor de cimento. Segundo Bastos (2008), isso ocorre pela ótima interação entre o solo arenoso e o cimento. No entanto, a NBR 12253 (ABNT, 2012) determina como critério de aceitação uma resistência mínima de 2,1 MPa aos 7 dias de idade, o que acabou não sendo alcançado para as dosagens adotadas no estudo.

A Fig. 6 mostra o gráfico correspondente às amostras com 0% de cimento, ensaiadas com 7, 14 e 28 dias, sendo a mistura formada apenas por solo, água e CCA.

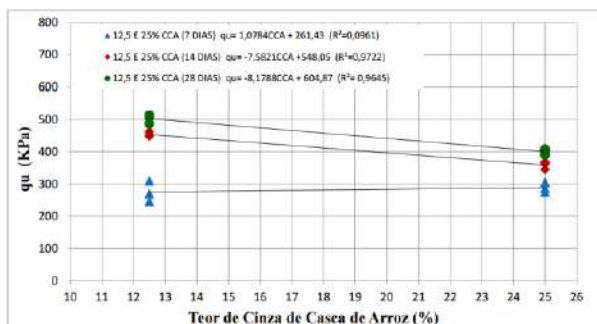


Figura 6. Variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de CCA das

amostras com 0% de cimento, com tempos de cura de 7, 14 e 28 dias (Autores, 2016).

As amostras contendo apenas a CCA reduziram sua resistência aos 7 dias, comparada com a resistência das amostras contendo apenas solo. Esse fator pode ter sido provocado pelas primeiras interações entre o solo e a cinza. Esse mesmo comportamento foi verificado por Dalla Rosa (2009), que explica que as reações pozolânicas que proporcionam ganhos efetivos de resistência às misturas compactadas de solo e cinza são lentas, estendendo-se por anos e só se iniciam certo tempo depois da compactação. Ao longo do tempo, 14 e 28 dias, essa resistência aumentou, atingindo aos 28 dias, uma média de 502 kPa (acrécimo de 124 kPa) para teores de 12,5% de CCA. Nota-se que as amostras contendo maior quantidade de aditivo acabaram reduzindo sua resistência à compressão simples, com isso é possível concluir que as reações ocorridas entre a mistura não proporcionam aumentos na resistência.

Outro fator que pode ter influenciado nos resultados é a presença de matéria orgânica na CCA utilizada no estudo, que apresentava uma coloração escura. Pouey (2006) explica que as mudanças da cor da CCA estão relacionadas à presença de impurezas, ao processo de combustão e às modificações estruturais ocorridas no material, causadas pela oscilação da temperatura de queima. Quanto mais escura, maior o teor de carbono, indicando a presença de matéria orgânica não queimada.

A Fig. 7 caracteriza o gráfico das amostras com 12,5% de CCA, com a adição de 0, 7 e 11% de cimento, nos tempos de cura de 7, 14 e 28 dias em relação à resistência à compressão simples.

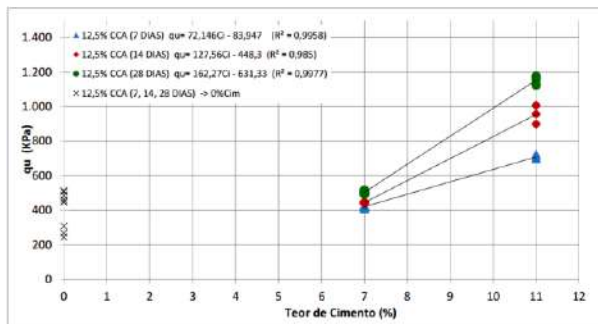


Figura 7. Variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de cimento das amostras com 12,5% de CCA, com tempos de cura de 7, 14 e 28 dias (Autores, 2016).

Quando adicionado 7% de cimento, as amostras com tempo de cura de 7 dias obtiveram um ganho na resistência. No entanto, as amostras com tempo de cura de 14 e 28 dias mantiveram praticamente a mesma resistência quando comparados com os corpos de provas sem adição de cimento. As amostras contendo 11% de cimento alcançaram valores mais significativos de resistência, com uma média de 1153 kPa aos 28 dias. É possível notar que a adição somente da cinza não seria suficiente para tornar o solo estabilizado, pois a variação da resistência apresentada pelas amostras não é expressiva, demonstrando a importância de um agente cimentante nas misturas. Basha et al. (2005) também constataram esse desempenho em seus experimentos, quando utilizada somente a cinza. Paula (2013) encontrou resultados que também evidenciam que a CCA necessita de um agente cimentante para um melhor desempenho. Em seu estudo, as misturas com  $100 \text{ kg/m}^3$  de material estabilizante não atingiram a resistência à tração de 50 kPa, definida como mínima em seu estudo.

A seguir, na Fig. 8, está exibido o gráfico correspondente às amostras contendo 25% de CCA e 0, 7 e 11% de cimento, nos tempos de cura de 7, 14 e 28 dias.

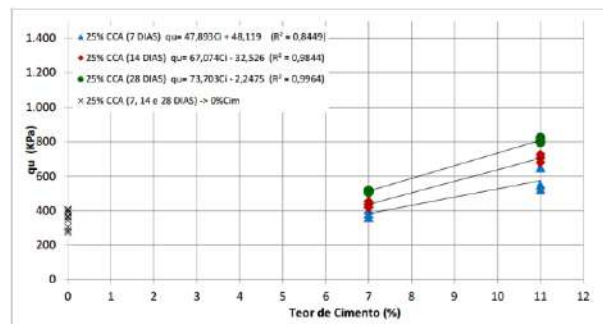


Figura 8. Variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de cimento das amostras com 25% de CCA, com tempos de cura de 7, 14 e 28 dias (Autores, 2016).

As amostras contendo apenas 25% de CCA diminuíram sua resistência em relação à resistência das amostras sem aditivos, sendo que o aumento da resistência ocorreu somente aos 28 dias, quando atingiu uma média de 400 kPa. Esse comportamento demonstra que o solo em questão não possui boas interações com a CCA, ou como explicado anteriormente, pode conter matéria orgânica, prejudicial a mistura. Com a adição de 7% de cimento, houve um aumento pouco significativo nos valores de resistência, visto que as amostras mantiveram praticamente a resistência na mesma faixa de valores, apresentando uma melhora na resistência apenas nas amostras que continham 11% de cimento. A amplitude entre os tempos de cura foi pequena, comparada com as amostras com 12,5% de CCA e 0% de CCA.

Com base nos resultados obtidos, foi possível verificar que as amostras que não continham cinza e tinham 11% de cimento atingiram uma resistência, aos 28 dias, em torno de 1330 kPa. Já as amostras com 12,5% de CCA, obtiveram uma resistência aos 28 dias de 1150 kPa, enquanto que a maior resistência alcançada pelas amostras contendo 25% de CCA foi em média de 800 kPa. Esses valores afirmam que o cimento é um bom agente cimentante, constituindo um importante material para a estabilização do

solo. Por outro lado, a CCA não apresentou ser um material eficaz para a estabilização do solo em estudo, demonstrado através dos menores valores de resistência atingidos pelas amostras. Esse comportamento pode ser justificado pelo fato de as cinzas terem melhores reações químicas com as frações finas do solo (reações pozolânicas), e como o solo em estudo possui poucos finos, a interação entre os materiais não foi efetiva (BASTOS, 2008), ou a presença de matéria orgânica, explicada anteriormente.

#### 4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Através dos ensaios realizados em laboratório foi possível obter dados para analisar o comportamento da mistura em relação à resistência à compressão simples. Pode-se perceber que o cimento realmente é um ótimo agente cimentante, comportamento este, verificado em vários trabalhos utilizados como bibliografia. Porém, a resistência alcançada utilizando 11% deste aditivo não atingiu o estabelecido pela NBR 12253 (ABNT, 2012) para solo-cimento utilizado para a pavimentação. Portanto, seria necessário adicionar uma maior porcentagem de aditivo, caso o solo fosse utilizado para esta funcionalidade.

Nas amostras que continham apenas CCA, não houve um aumento muito expressivo na resistência à compressão simples, aliás, nos primeiros dias de cura, a resistência diminuiu se comparada com a resistência das amostras contendo apenas solo. Esse fenômeno pode ter ocorrido devido às baixas interações das partículas do solo e da CCA, constatado também em outras pesquisas. Com isso percebeu-se que a adição somente da cinza não seria suficiente para tornar o solo estabilizado, demonstrando a importância de um agente cimentante nas misturas.

As amostras de solo-cimento-cinza de casca de arroz obtiveram valores menores de resistência se comparadas com as amostras contendo apenas cimento. Esse comportamento pode ser justificado pelo fato de as cinzas terem reações químicas com as frações finas do solo (reações pozolânicas), e como o solo em estudo possui poucos finos, a interação entre os materiais não foi efetiva. Tal fato foi verificado em trabalhos onde foram utilizados solos com maiores teores de frações finas e obtiveram como resultado uma resistência mais satisfatória.

Através deste estudo foi possível avaliar que para a estabilização do solo utilizando aditivos é necessária a realização de vários ensaios em laboratório e de uma análise rigorosa de seus resultados, pois como verificado, o solo utilizado possui grande influência no comportamento da mistura. Neste contexto, a CCA não apresentou ser um material eficiente para o solo em estudo, em contrapartida a outros estudos em que sua eficácia como estabilizante foi evidenciada.

Portanto, é de grande importância a realização de estudos nessa área, a fim de obter mais dados sobre quais aditivos são indicados para cada tipo de solo. Além disso, a utilização de materiais considerados resíduos torna a estabilização sustentável, algo imprescindível atualmente.

#### *Agradecimentos*

Agradecimentos ao Centro Universitário UNIVATES e aos colegas do Laboratório de Tecnologias da Construção (Latec) pelo auxílio no desenvolvimento da pesquisa.

#### 5. REFERÊNCIAS

ANITECO, Associação Nacional da Indústria do Tijolo Ecológico. Tijolo ecológico. São Paulo, 2016. Disponível em:



<<http://www.aniteco.com/o-tijolo-ecologico/>>. Acesso em 10 de março de 2016.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D 2487: Standard classification of soils for engineering purposes. 1993.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6502: Rochas e solos. Rio de Janeiro, 1995.

\_\_\_\_\_. NBR 12253: Solo-cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento – Procedimento. Rio de Janeiro, 2012.

BASHA E.A.; HASHIM, R.; MAHMUD, H.B.; MUNTOHAR, A.S. Stabilization of residual soil with rice husk ash and cement. Construction and Building Materials. n.19, p.448–53, 2005.

BASTOS, Cezar. Resistência ao cisalhamento dos solos. 2008. 47 p. Notas de aula. Curso de Engenharia Civil, Furg. Digitado.

CORTELETI, Estevo José Baraldi. Melhoramento do solo residual de Lajeado com a adição de cal. Dissertação (Graduação em Engenharia Civil) – UNIVATES – Lajeado, 2013.

DALLA ROSA, Amanda. Estudo dos parâmetros-chave no controle da resistência de misturas solo-cinza-cal. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul – Porto Alegre, 2009.

ITAMBE. Cimento CP –IV. Disponível em: < [http://www.cimentoitambe.com.br/wp-content/themes/itambe-cimento-certo/\\_assets/pdf/especificacoes\\_abnt.pdf](http://www.cimentoitambe.com.br/wp-content/themes/itambe-cimento-certo/_assets/pdf/especificacoes_abnt.pdf)>. Acesso em 04 de junho de 2016.

PILECCO. Cinza de casca de arroz. Alegrete, 2016. Disponível em: <<http://www.pileconobre.com.br/doc/FISPQ.pdf>>. Acesso em 15 de maio de 2016.

PAULA, Thaís Martins de. Melhoramento de solos: adição de cimento, microssílica e cinza de casca de arroz em um silte orgânico. Dissertação (Conclusão de Curso em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul – Porto Alegre, 2013.

POUEY, Maria Tereza Fernandes. Beneficiamento da cinza de casca de arroz residual com vistas à produção de cimento composto e/ou pozolânico. Dissertação (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul – Porto Alegre, 2006.

VITALI, Osvaldo P. M. Efeito da composição de misturas de solo-cimento nos parâmetros de rigidez e resistência. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade do Porto, Porto – Portugal, 2008.



## GEOTECNOLOGIAS: METODOLOGIA PARA MAPEAMENTO DO USO E OCUPAÇÃO DO SOLO

**Douglas C. Roque**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil – Universidade FEEVALE  
douglascristian16@gmail.com

**Roberta P. Riegel**

Doutoranda em Qualidade Ambiental – Universidade FEEVALE  
roplangg@yahoo.com.br

**Daniela M. de Quevedo**

Orientadora do Programa de Pós-Graduação em Qualidade Ambiental – Universidade FEEVALE  
danielamq@feevale.br

**Resumo.** *O presente trabalho tem por objetivo servir de experimento metodológico para a construção de um modelo dinâmico espacial do uso e ocupação do solo no município de Novo Hamburgo – RS, através de um mapeamento com emprego de ferramentas geotecnológicas, consistindo na foto interpretação de imagens de satélite, através do método de classificação supervisionada no software ArcGIS.*

**Palavras-chave:** *Geotecnologias. Uso e ocupação do solo. Classificação supervisionada.*

### 1. INTRODUÇÃO

Com os processos de urbanização e as consequências desses fatores para o meio ambiente, um dos maiores problemas dos gestores municipais é gerenciar o uso e ocupação do solo, atendendo satisfatoriamente as necessidades da população sem degradar a qualidade ambiental. Logo, se faz necessário o emprego de métodos e técnicas diferenciadas, que propiciem uma postura mais inteligente e

sustentável na administração das cidades, possibilitando conhecer e identificar o espaço de maneira mais precisa, e assim estabelecerem-se soluções para o planejamento do território.

Como principais reflexos do processo de urbanização podemos citar a perda de biodiversidade, desmatamento, degradação dos recursos naturais (poluição do ar, água e do solo), processos acentuados de erosão e principalmente a ocupação de áreas indevidas.

Diante disso, o presente trabalho tem como objetivo a construção de um modelo dinâmico espacial do uso e ocupação do solo no município de Novo Hamburgo – RS. A metodologia aplicada consiste na foto interpretação de imagens provenientes do satélite Plêiades-1, referentes ao ano de 2015, através da classificação supervisionada no software ArcGIS; e posteriores saídas de campo até pontos estratégicos, empregando-se GPS para a validação e conferência dos resultados obtidos.

Com isso, objetiva-se uma avaliação da dinâmica da expansão urbana do município, bem como se ilustrar de maneira clara a situação de uso e ocupação do solo,

estabelecendo-se um zoneamento urbano ambiental, como possível instrumento para o subsídio de ações e políticas públicas, estabelecendo-se uma melhor forma de se realizar a classificação.

## 2. GEOTECNOLOGIAS

O crescimento demográfico nos centros urbanos, assim como a falta de infraestrutura vêm acarretando em consequências para o meio ambiente, logo a necessidade de ordenar e planejar o espaço de maneira sustentável. Nesse contexto, onde a expansão urbana tem se processado na maior parte das cidades brasileiras, se observa a importância das informações geoambientais para a realização do planejamento ambiental urbano (BUENO, 2003).

Desta forma, o planejamento pode recorrer a um tratamento multidisciplinar, que se utiliza das novas tecnologias para diagnosticar e prognosticar o comportamento do meio ambiente (FONTES E BARBASSA, 2003). Os órgãos públicos estão frequentemente lidando com a tomada de decisões, frente a futuros incertos e sistemas complexos, que de fato dificultam a concepção de políticas sustentáveis, que buscam auxiliar nessa relação homem versus meio ambiente (LAVALLE ET AL, 2004). Essas novas tecnologias de informação e tratamento de imagem, estão cada vez mais próximas dos gestores, à medida que possibilitam a espacialização da informação, maior acessibilidade, velocidade, precisão e atualização de dados (SILVA; ZAIDAN, 2010).

As técnicas e os resultados obtidos pelas geotecnologias tiveram início na década de 60 e 70, e passaram a se destacar devido ao avanço tecnológico, que permitiu a maior disponibilidade de dados e informações sobre o espaço geográfico (TRENTIN E FREITAS,

2010). Atualmente o uso desses mecanismos tem oportunizado diversas produções técnicas e científicas, referentes ao planejamento ambiental e análises do uso e ocupação do solo (PELUZIO, 2010).

As geotecnologias são um conjunto de técnicas e processos, que tem como intuito estudar o espaço terrestre a partir de seus elementos naturais e construídos (VIEIRA, 2007). O geoprocessamento, é uma dessas tecnologias do mundo contemporâneo, que permite desenvolver e utilizar sistemas envolvendo coleta, armazenamento, tratamento e análise de informações georreferenciadas (ROSA, 2005). Para tanto, o geoprocessamento utiliza ferramentas como: satélites de observação, técnicas de mensuração por sistemas de posicionamento, e sofisticados sistemas e equipamentos de informática (HENDGES, 2007).

O geoprocessamento pode ser utilizado para estudar os fenômenos relacionados ao mundo real, a partir de três características distintas: espacial, quando se verifica as variações de lugar para lugar, como declividade, altitude e profundidade do solo; temporal, quando se analisa os fenômenos que se modificaram ao longo do tempo, como a expansão urbana e a ocupação da terra; e temática, quando se examina as mudanças de características, como geologia e cobertura vegetal (SILVA, 2013).

Conforme Silva (2013), o Sistema de Informação Geográfica (SIG), é uma das ferramentas que podem ser empregadas pelo geoprocessamento. Desta forma, o SIG é um modelo matemático dinâmico, estabelecido a partir um banco dados gerenciados, que possibilita diversas aplicações a partir do cruzamento e atualização de informações (LIU, 2007). A principal riqueza desse sistema é exatamente os procedimentos de consulta e manipulação que garantem uma análise espacial avançada do território de estudo (CÂMARA ET AL, 2001).

Dentro das geotecnologias, os SIG's são sistemas relativamente recentes, que se estabeleceram há mais de três décadas e se transformaram em importantes instrumentos para a produção de mapas, apoio de dados espaciais, armazenamento e demais análises de informação. Além de possuírem uma série de aplicações que se expandem para as áreas da agricultura, meio ambiente e urbanismo (SILVA, 2013)

As dificuldades dos seres humanos na localização e nos registros de determinados objetos de estudo, alavancou a necessidade de se estabelecer equipamentos artificiais que pudessem fornecer dados importantes para uma análise de informação (HENDGES, 2007). Desta forma, surge o sensoriamento remoto, que é um sistema tecnológico que trabalha com sensores para coletar informações de um objeto ou área sem necessariamente ter um contato físico com o meio (FLORENZANO, 2011). Segundo Lillesand et al (2008), esse novo sistema apresenta a vantagem de analisar processos dinâmicos, a partir da repetitividade dos sensores e assim observar mudanças temporais, como por exemplo expansões urbanas ao longo do tempo.

Com o passar dos anos as técnicas de Sensoriamento Remoto vem se aprimorando, e oportunizando sua aplicação para diferentes áreas temáticas, evidenciando ser uma das mais importantes ferramentas na aquisição de informações (CARVALHO et al, 1993). Ao determinar um tipo de sensor, é importante observar: a eficácia, a frequência dos sensores, o ângulo, a resolução espacial, espectral, radiométrica e temporal, os valores e os fatores que podem influenciar no seu comportamento (FERRARI, 2012).

Contudo, os sensores permitem coletar a energia dos objetos de estudo a partir de três níveis: Orbital (imagens de satélite); Aéreo (imagens aéreas); Campo (imagens e dados coletados a nível do observador). Segundo o

IBGE (2013), o avanço da tecnologia espacial orbital oportunizou ao meio científico uma série de satélites, que produzem imagens com ampla aplicação, permitindo o entendimento do espaço geográfico e local.

Os custos mais acessíveis, assim como a eficiência das imagens de satélite, tanto no que tange a resolução como a frequência desses sensores, vem tornando esse recurso bastante empregado em pesquisas de caráter urbano, possibilitando o monitoramento e o consequente planejamento territorial (DUPAS, 2001). Esses sensores também merecem destaque, devido ao longo acervo registrado nos últimos 40 anos, que permitem pesquisas multitemporais, sobre as mudanças do uso e ocupação do solo, com uma forte tendência de expansão no seu âmbito de utilização.

No entanto, a fotografia aérea também apresenta seus benefícios, pois permite uma resolução espacial mais apurada, não definida muitas vezes pelos sensores orbitais. São amplamente utilizadas em estudos urbanos e obtidas a partir da conexão de uma câmera de alta resolução, em aviões ou sistemas aéreos remotamente pilotados (SOUZA, 2011). Este tipo de sensor também possibilita a aquisição de informação instantânea sobre objeto de estudo de forma clara e rápida (ALVAREZ, 2004), sem depender da frequência temporal, como no caso das imagens de satélite.

O GPS - Sistema de posicionamento global, também ganha espaço no cenário das geotecnologias, devido a revolução no método de localização terrestre. Seu princípio de funcionamento é obtido a partir das medidas das pseudodistâncias entre o usuário e no mínimo quatro satélites. Logo, a eficiência do sistema depende de uma boa geometria espacial e do número de satélites, ou seja, quanto mais satélites captados no horizonte melhor será a definição das coordenadas do ponto (FERRARI, 2012).

Contudo, as geotecnologias estão presentes em todo território e ganham força à

medida que os sistemas tecnológicos se expandem e se tornam mais acessíveis para a população. Sua utilização em zoneamentos geoambientais permite diagnosticar o espaço e definir as potencialidades e restrições de uso, bem como a integração de dados físico ambientais e socioeconômicos, admite desenvolver uma gestão e planejamento sustentável, que se preocupa com a manutenção da biodiversidade e os problemas do cotidiano, buscando a criação de instrumentos, capazes de minimizarem os efeitos negativos causados pelos processos de urbanização (BUENO, 2003).

### 3. USO E OCUPAÇÃO DO SOLO

O estudo do uso e ocupação do solo, consiste em uma análise objetiva buscando-se o conhecimento de toda a sua utilização por parte do homem ou pela caracterização dos tipos e categorias de vegetação natural que revestem o solo (FERREIRA et al., 2005).

A expressão "uso do solo" pode ser entendida como sendo a forma pela qual o espaço está sendo ocupado pelo homem, seja para o caráter habitacional, industrial, cultivado ou como uma área descampada. Segundo Rosa (1989), o levantamento do uso do solo é de grande importância, na medida em que os efeitos do mau uso causam inúmeras deteriorações no ambiente, tendo em vista que influenciam diretamente na forma como se dá o escoamento superficial, implicando em processos de erosão, inundações, assoreamentos desenfreados de reservatórios e cursos d' água, entre outros problemas que são consequências do mau uso deste solo, e segundo Andrade et al., (2007), são capazes de alterar até mesmo a qualidade e a disponibilidade da água. Problemas que são corriqueiros em nosso cotidiano, e enfrentados periodicamente por inúmeros municípios brasileiros a cada ciclo de chuvas mais intensas.

De acordo com Silva et al. (2005), o efeito da cobertura do solo, sobre as perdas de água e processos de erosão, pode ser explicado pela ação que esse cobrimento tem em dissipar a energia cinética do impacto direto das gotas da chuva sobre a superfície, diminuindo a desagregação inicial das partículas de solo e, conseqüentemente, a concentração de sedimentos na enxurrada; além disso, a cobertura do solo representa um obstáculo mecânico ao livre escoamento superficial da água, ocasionando diminuição da velocidade e da capacidade de desagregação e transporte de sedimentos (VANZELA et al., 2010).

#### 3.1 Classificação realizada

A presente análise realizada sobre o uso e ocupação do solo, não se deteve minuciosamente em subclasses detalhadas, tampouco considerou as influências diretas ao impacto no meio ambiente proveniente de mau uso do solo, tendo em vista que com o mesmo objetivo-se um teste metodológico para a criação de um modelo dinâmico espacial. Portanto, foram consideradas somente cinco diferentes classes, mais amplas, desconsiderando-se os rios e lagos. De acordo com a metodologia proposta, as classes a serem analisadas são:

**Campo:** Os campos foram determinados como áreas onde a vegetação natural é predominante de gramíneas e árvores dispersas, podendo serem também constituídas de pastagens artificiais, com plantio de forrageiras, desmatando-se áreas, porém conservando árvores dispersas como propósito de proporcionar sombras para criação de gado. Classificação representada em verde na imagem 3.1.

**Formação Florestal:** Determinada em relação a cobertura vegetal de porte arbóreo, claramente disforme e de aspecto nativo. Também se consideram nesta categoria as formações florestais artificiais, ordenadas e

homogêneas, que são destinadas a produção de madeira e carvão. Classificação representada em vermelho na imagem 3.1.

**Área Urbana:** Foram determinadas como áreas onde encontram-se as edificações, cidades, distritos, fábricas, complexos industriais e comerciais, chácaras e instituições isoladas das concentrações urbanas contínuas. A ocupação antrópica nesta área apresenta forma irregular contrastando com os usos e ocupações citados permitindo uma boa visualização. Classificação representada em branco na imagem 3.1.

**Solo Exposto:** Determinado como solo desprovido de cobertura vegetal, inutilizado por habitações, ou por qualquer outro tipo de atividade antrópica. Áreas caracterizadas pela sua susceptibilidade aos processos de erosão. Classificação representada em marrom na imagem 3.1.



Imagem 3.1 – Imagem representativa das classificações.

**Cultivo:** Foram determinadas como áreas que compreendem tanto cultura perene, quanto cultura anual, que são terras preparadas para o plantio em ciclos curtos, colhidos anualmente como arroz, soja, milho, feijão e sorgo. A Cultura Perene refere-se às culturas de ciclo

longo entre o plantio e a renovação dos talhões. Classificação representada na imagem 3.2.



Imagem 3.2 – Imagem representativa da classificação cultivo.

#### 4. CLASSIFICAÇÃO SUPERVISIONADA

No processo de classificação de imagens de satélite em trabalhos de Sensoriamento Remoto, são utilizados dados derivados das bandas originais, como combinações lineares das bandas (componentes principais, por exemplo) ou dados, derivados também das bandas originais, mas que exploram um outro tipo de atributo, como por exemplo a textura da imagem ou seu padrão RGB. Os dados a serem utilizados no classificador, são selecionados de forma a se obter a máxima separabilidade possível entre as classes a serem analisadas presentes na cena e consequentemente a mais alta exatidão possível no processo de classificação. Na maioria dos casos que ocorrem na prática, este processo tem fornecido resultados aceitáveis (LERSCH, 2003).

O princípio da classificação supervisionada é baseado no uso de algoritmos para determinar-se os pixels que representam



valores de reflexão característicos para uma determinada classe. Sendo um processo mais utilizado na análise quantitativa dos dados de sensoriamento remoto (EASTMAN, 1999).

Basicamente, a classificação supervisionada, baseia-se em um método que considera a ponderação das distâncias entre médias dos níveis digitais das classes, ou seja, seu padrão RGB, utilizando parâmetros estatísticos, que dirão qual a probabilidade de um pixel pertencer ou não à uma determinada classe ou a outra, levando-se em consideração a localização do mesmo segundo a distribuição espectral da classe. Tal classificador é conhecido como MaxVer.

Após a aplicação deste primeiro algoritmo de classificação, aplica-se um algoritmo de agrupamento de dados sobre o conjunto de regiões devidamente classificadas e tem-se o processamento total da imagem estudada, com seus respectivos quantitativos de cada classe em relação a predominância percentual e área atendida. Uma das principais ferramentas geotecnológicas da atualidade, utilizadas em geoprocessamento, vem a ser o software ArcGIS.

## 5. METODOLOGIA

O presente trabalho consistiu na utilização de imagens do município de Novo Hamburgo – RS, provenientes do satélite PLÉIADES-1, referentes ao ano de 2015. As imagens são de alta resolução, compostas por 4 bandas multiespectrais, que são: R, G, B e infravermelho. Neste caso, utilizamos somente a composição RGB. (Imagem 5.1)

A resolução espacial da imagem é de 0,5 m, sendo dividida em quatro quadrantes (A1, A2, B1 e B2) levando-se em consideração a grande extensão territorial do município, o que influencia em sua trabalhabilidade no software e o tempo de processamento da classificação.

Os procedimentos consistiram na predefinição das classes a serem analisadas,

utilizando foto interpretação. No software ArcGIS, em cada quadrante se empregou um método para determinação das classes, ou seja, foram utilizados diferentes tamanhos de polígonos e espaçamentos, para se obter a classificação final. Posteriormente se realizou a classificação supervisionada, e um filtro para amenizar os possíveis erros do processo.

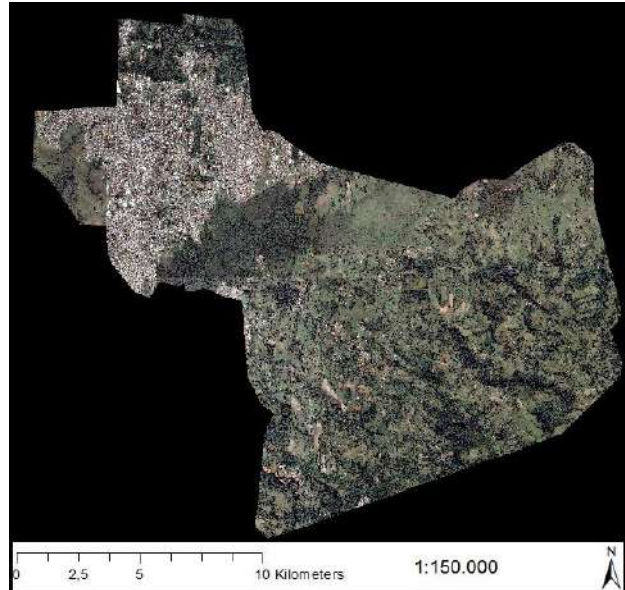


Imagem 5.1 – Composição espectral RGB.

## 6. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Para o processo de determinação das classes, foi utilizada a escala 1:2000, a qual apresentou uma boa qualidade da imagem, bem como a riqueza de detalhes, o que possibilitou um bom discernimento das classes para sua classificação (Imagem 6.1).





Imagem 6.1 – Imagem ilustrativa da escala de trabalho.

Os diferentes quadrantes passaram por processos de classificação distintos, no intuito de se determinar a melhor densidade de classificação.

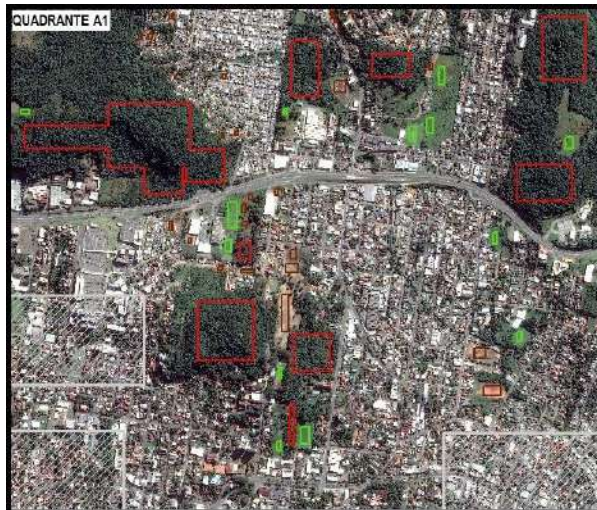


Imagem 6.2 – Detalhamento da classificação do quadrante A1.

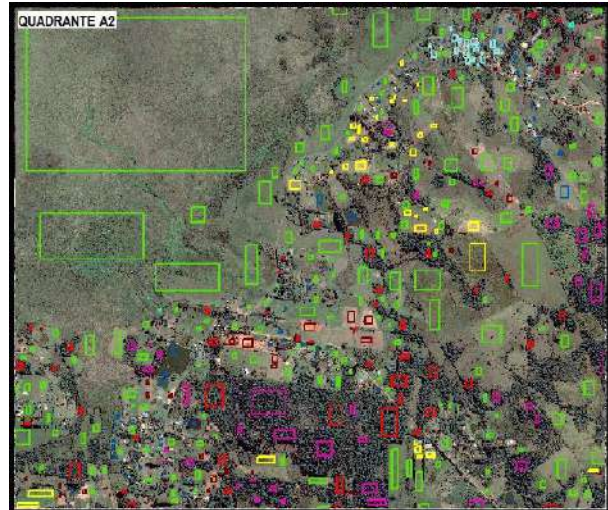


Imagem 6.3 – Detalhamento da classificação do quadrante A2.

Foram testados polígonos classificadores maiores e dispersos (quadrante A1), pequenos e aproximados (quadrante B1), pequenos e dispersos (quadrante B2) e uma mescla das demais formas (quadrante A2). As imagens 6.2; 6.3; 6.4 e 6.5 ilustram o procedimento.

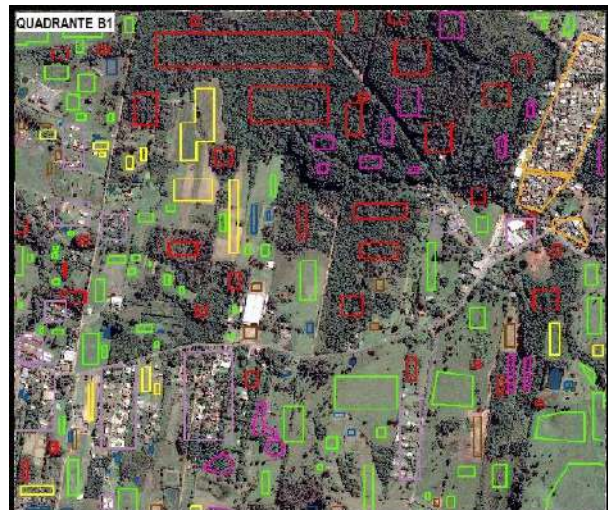


Imagem 6.4 – Detalhamento da classificação do quadrante B1.



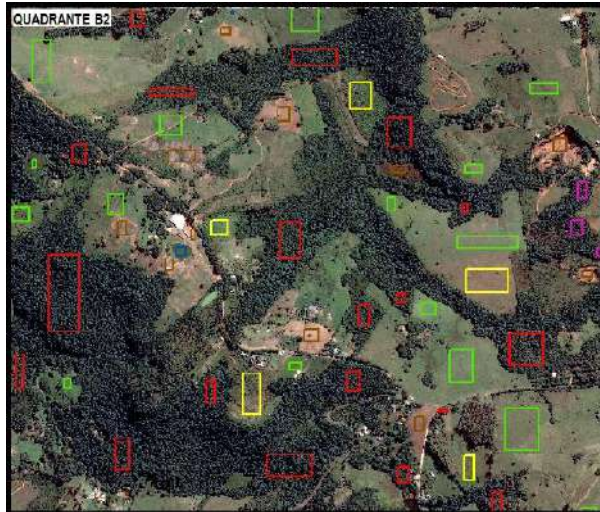


Imagem 6.5 – Detalhamento da classificação do quadrante B2.

O resultado final da classificação, pode ser observado na Imagem 6.6, a qual apresenta os polígonos classificadores, deixando claro a variabilidade em cada quadrante. Posteriormente ao trabalho de classificação, ocorreu o processo de agrupamento e cruzamento dos dados espectrais das classes predefinidas, formulando o mapa final do Uso do Solo.

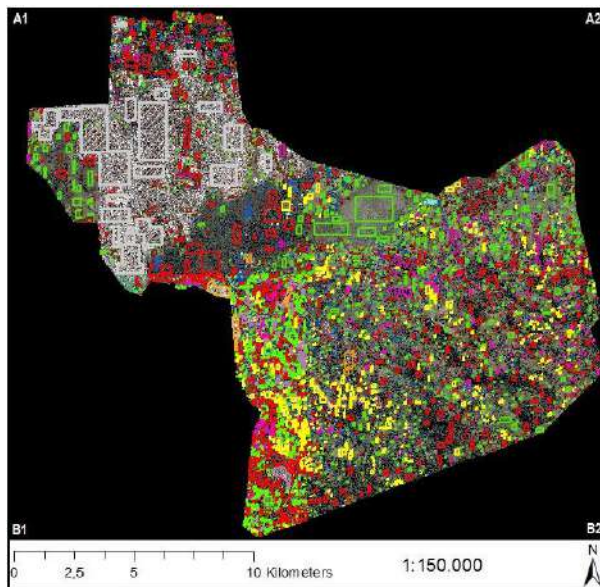


Imagem 6.6 – Imagem devidamente classificada.

O resultado do Mapa do Uso do Solo (Imagem 6.7), identificou as características predominantes do município de Novo Hamburgo. A localização da Região Urbana, situada entre a BR 116, a RS 239 e o Rio dos Sinos, com uma área entorno de 47.260km<sup>2</sup>, o que corresponde a 21,3% do território, valor aproximado ao encontrado por Riegel (2014) de 21,8%. Também foi possível verificar a existência de Vegetação Florestal nas Áreas de Preservação Permanente, próximas ao Rio do Sinos e na região ao norte, onde o relevo é bastante acentuado.

A zona rural, divide-se com atividades de campo, agricultura e composições florestais, que podem estar associadas a Silvicultura, característica marcante da região.

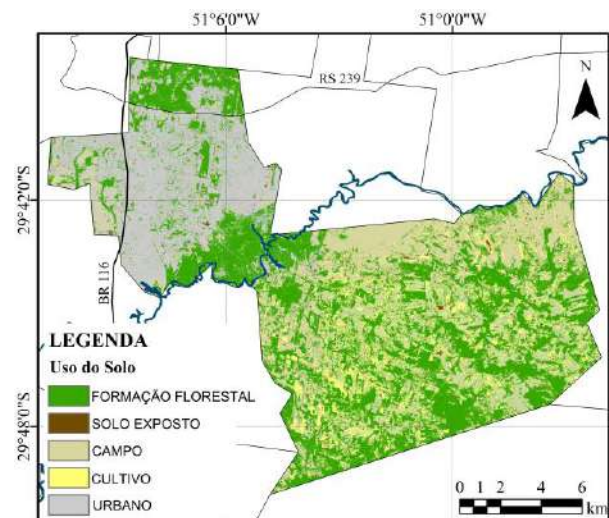


Imagem 5.7 – Detalhamento da classificação do quadrante B2.

O Quadro 6.1 apresenta o quantitativo, característico de cada classe. No mesmo, podemos observar os resultados finais expressos em porcentagem sobre a área final, os quais indicam que a maior parte do território é composta por vegetação florestal com 38,9%, seguido do Campo com 30,2% e urbano com 21,3%. De qualquer forma, o mesmo é um dos mais urbanizados do estado, sendo considerado o oitavo município mais populoso com 244.007 habitantes (FEE, 2015).

Quadro 6.1: Quantitativo classificado

Área	km <sup>2</sup>	Hectares	%
F.FLORESTAL	86,41	8641,51	38,9
URBANO	47,26	4726,03	21,3
SOLO EXPOSTO	1,78	177,89	0,8
CAMPO	67,04	6703,80	30,2
CULTIVO	19,49	1949,97	8,8

Diante dos procedimentos realizados, a obtenção dos resultados se deu conforme o previsto. As quatro formas de classificação se mostraram satisfatórias e sem grandes diferenças. Desta forma, observa que os quadrantes mais trabalhados, no caso B1 e A2 não obtiveram uma classificação mais rigorosa do que os demais. Assim, pode se concluir que quadrantes grandes e dispersos (A1), ou seja que otimizam o tempo de trabalho são indicados para esse tipo de procedimento.

## 7. CONCLUSÕES

Com a finalização do trabalho foi possível fazer uma análise dos diferentes tipos de demarcação das classes, para utilização da ferramenta de classificação Supervisionada no Software ArcGIS. Desta forma, verificou-se que o espaçamento e o tamanho de polígono pouco influenciam no trabalho final, diferentemente do que se esperava.

Assim, pode-se concluir que todos os métodos podem ser empregados, mas no sentido de buscar racionalização no processo, se aconselha a utilizar a metodologia do Quadrante A1, a qual empregou polígonos grandes e dispersos, tão logo minimizou o tempo da classificação da imagem.

Em trabalhos futuros, espera-se comparar o método de classificação supervisionada com outros dois métodos: classificação não supervisionada e classificação manual, afim de verificar a eficiência de cada ferramenta.

## 8. REFERÊNCIAS

ALVAREZ, I. A. **Qualidade do espaço verde urbano: uma proposta de índice de avaliação**. Piracicaba, SP. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, 2004, 209 p.

ANDRADE, E. M. de; ARAÚJO, L. de F. P.; ROSA; M. F.; GOMES, R. B.; LOBATO, F. A. de O. Seleção dos indicadores da qualidade das águas superficiais pelo emprego da análise multivariada. **Engenharia Agrícola**, v.27, n.3, p.683-690, 2007.

BUENO, L. S. **Zoneamento Territorial para fins do Uso e Ocupação do Solo visando a elaboração e atualização de Planos Diretores**. Florianópolis, SC. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Santa Catarina, 2003, 116 p.

CÂMARA, G.; DAVIS, C. MONTEIRO, A. M. V. (org). **Introdução à Ciência da Geoinformação**. 2001. Disponível em: <http://www.dpi.inpe.br/gilberto/livro/introd/index.html> . Acesso em 12 mar 2017.

CARVALHO, G. M. B. S.; VALÉRIO FILHO, M.; MEDEIROS, J. S. **Aplicação de técnicas de Sensoriamento Remoto e Geoprocessamento na identificação da erosão dos solos na bacia do rio Aracoiaba - CE**. In: Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto, Curitiba, PR. 1993. **Anais...** Curitiba. Disponível em: <http://marte.sid.inpe.br/col/sid.inpe.br/iris@1912/2005/07.20.00.45/doc/188-198.pdf> . Acesso em 03 dez 2016.

DUPAS, F. A. **Crescimento Urbano e suas Implicações Ambientais: Proposta de redirecionamento de cidades de médio porte utilizando as variáveis ambientais, sensoriamento remoto e SIG - Estudo de caso de São Carlos, SP**. São Carlos, SP. Relatório final de pesquisa de Pós-

doutoramento FAPESP, Universidade Federal de São Carlos, 2001, 63 p.

EASTMAN, J. R.; **Guide to GIS and Image Processing**, vol. 2. Idrisi Productio, Clark University, 1999.

FEE. **Municípios do Rio Grande do Sul com mais de 100 mil habitantes**. 2015. Disponível em: <http://www.fee.rs.gov.br/perfil-socioeconomico/estado/municipios-do-rio-grande-do-sul-com-mais-de-100-mil-habitantes/>. Acesso em: 13 dez 2016.

FERRARI, J. L. **Avaliação de Geotecnologias para Subsidiar o Mapeamento do Uso e Cobertura da Terra no Instituto Federal do Espírito Santo – Campus de Alegre**. Campos dos Goytacazes, RJ. Tese de Doutorado, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, 2012, 230 p.

FERREIRA, B. A.; et al. **Análise comparativa do uso e ocupação do solo na área de influência da Usina Hidrelétrica Capim Branco I a partir de técnicas de geoprocessamento**. In: XII SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SENSORIAMENTO REMOTO, Goiânia, Brasil, 16-21 abril 2005, **Anais**, p. 2997-3004. Disponível em: <http://marte.sid.inpe.br/col/ltid.inpe.br/sbsr/2004/11.18.13.55/doc/2997.pdf>. Acesso em 10 fev 2017.

FLORENZANO, T. G. **Iniciação em sensoriamento remoto**. 3. ed., ampl. atual. São Paulo, SP: Oficina de Textos, 2011. 128 p

FONTES, A. R. M.; BARBASSA, A. P. **Diagnóstico e Prognóstico da Ocupação e da Impermeabilização Urbanas**. In: Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 8 n<sup>o</sup>.2. abr-jun. 2003, p. 137-147.

HENDGES, E. R. **Modelos Estocásticos da Dinâmica da Paisagem Florestal e**

**Simulação de Cenários para o Estado do Rio Grande do Sul no Período de 1988 a 2020**. Santa Maria, RS. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Santa Maria, 2007, 209 p.

IBGE. **Manual Técnico do Uso da Terra**. Manuais Técnicos em Geociências. Rio de Janeiro, RJ: Diretoria de Geociências, Departamento de Recursos Naturais e Estudos Ambientais, 2013. 3<sup>o</sup> ed. Disponível em: [ftp://geofp.ibge.gov.br/documentos/recursos\\_naturais/manuais\\_tecnicos/manual\\_uso\\_da\\_terra.pdf](ftp://geofp.ibge.gov.br/documentos/recursos_naturais/manuais_tecnicos/manual_uso_da_terra.pdf) . Acesso em 03 dez 2016.

LAVALLE, C.; BARREDO, J. I.; MCCORMICK, N; ENGELEN, G.; WHITE, R.; ULJEE, I. **The MOLAND model for urban and regional growth forecast: A tool for the definition of sustainable development paths**. Italy, Joint Research Centre - European Commission. 2004. Disponível em: <http://publications.jrc.ec.europa.eu/repository/bitstream/JRC29277/EUR%2021480%20EN.pdf> . Acesso em 14 jan 2017.

LERSCH, R. P. **Integração de técnicas do SIG e sensoriamento remoto na classificação de imagens digitais com o uso da teoria da evidência**. 2003. Dissertação (Mestrado em Sensoriamento Remoto). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre RS, 2003. 87p.

LILLESAND, Thomas M; KIEFER, Ralph W; CHIPMAN, Jonathan W. **Remote sensing and image interpretation**. New York: John Wiley & Sons, 6 ed., 2008, 756 p.

LIU, W. T. H. **Aplicações de Sensoriamento Remoto**. 1 ed. Campo Grande: Ed. da Uniderp, 2007. 881 p.

PELUZIO, T. M. O. **Imagens Aerofotogramétricas e Orbitais na Determinação do Uso e Ocupação da Terra**



**e de Áreas de Preservação Permanente.** Jerônimo Monteiro, ES. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Espírito Santo, 2010, 101 p.

RIEGEL, R. P. **Análise e Avaliação da Evolução Urbana de Novo Hamburgo com Ênfase nas Áreas de Risco e suas Relações com a Degradação Ambiental.** Novo Hamburgo, RS. Dissertação de Mestrado, Universidade Feevale, 2014, 154 p.

ROSA, R.; LIMA, S.C.; FELTRAN FILHO, A. Mapeamento do uso do solo no município de Uberlândia- MG, através de Imagens TM/LANDSAT. **Sociedade & Natureza**, Uberlândia, ano1, n.2, p. 127-145, dez. 1989.

ROSA, R. **Geotecnologias na Geografia Aplicada.** In: Revista do Departamento de Geografia, 2005. p. 81-90. Disponível em: [http://www.geografia.fflch.usp.br/publicacoes/RDG/RDG\\_16/Roberto\\_Rosa.pdf](http://www.geografia.fflch.usp.br/publicacoes/RDG/RDG_16/Roberto_Rosa.pdf) . Acesso em 12 mar 2017.

SILVA, A. B. **Sistemas de informações georreferenciadas: conceitos e fundamentos.** 1. ed. Campinas, SP: UNICAMP, 2013. 240 p.

SILVA, D. D.; PRUSKI, F. F.; SCHAFFER C. E. G. R.; AMORIM, R. S.; PAIVA, K. W. N. Efeito da cobertura nas perdas de solo em um Argissolo Vermelho-Amarelo utilizando simulador de chuva. **Engenharia Agrícola**, v.25, n.2, p. 409-419, 2005.

SILVA, J. X.; ZAIDAN, R. T. (org.). **Geoprocessamento & análise ambiental: aplicações.** 4. ed. Rio de Janeiro, RJ: Bertrand Brasil, 2010. 363 p.

SOUZA, S. M. **Mapeamento e Avaliação da Vegetação Urbana da Cidade de Vitória - ES, utilizando Geotecnologias.** Jerônimo Monteiro, ES. Dissertação de Mestrado,

Universidade Federal do Espírito Santo, 2011, 140 p.

TRENTIN, G.; FREITAS, M. I. C. **Modelagem da Dinâmica Espacial Urbana: Modelo Autômato Celular na Simulação de Cenários para o Município de Americana-SP.** In: Revista Brasileira de Cartografia, n<sup>o</sup>. 62, Edição Especial, 2010. Disponível em: <http://www.lsie.unb.br/rbc/index.php/rbc/articulo/view/274/263> . Acesso em 12 mar 2017.

VANZELLA, L. S.; HERNANDEZ, F. B. T.; FRANCO, R. A. M. Influência do uso e ocupação do solo nos recursos hídricos do Córrego Três Barras, Marinópolis. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, v.14, n.1, p.55-66, 2010.

VIEIRA, S. J. **Transdisciplinaridade Aplicada à Gestão Ambiental de Unidade de Conservação.** Estudo de Caso: Maguezal do Itacorubi. Florianópolis/SC. Sul do Brasil. Florianópolis, SC. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Santa Catarina, 2007, 316 p. Disponível em: <https://repositorio.ufsc.br/bitstream/handle/123456789/90318/247963.pdf?sequence=1>. Acesso em 12 mar 2017.

## ESTUDO DE SELF-HEALING EM CONCRETO ASFÁLTICO MOLDADO COM FIBRAS DE LÃ DE AÇO

**Felipe do Canto Pivetta**

Acadêmico de Engenharia Civil, UFRGS/LAPAV  
(Universidade Federal do Rio Grande do Sul/Laboratório de Pavimentação)  
[fcpivotta@hotmail.com](mailto:fcpivotta@hotmail.com)

**Prof. Lélío Antônio Teixeira Brito**

Ph.D. Engenharia Civil, UFRGS/LAPAV  
(Universidade Federal do Rio Grande do Sul/Laboratório de Pavimentação)  
[lelio.brito@ufrgs.br](mailto:lelio.brito@ufrgs.br)

**Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti**

DSc. Engenharia Civil, UFRGS/LAPAV  
(Universidade Federal do Rio Grande do Sul/Laboratório de Pavimentação)  
[jorge.ceratti@ufrgs.br](mailto:jorge.ceratti@ufrgs.br)

**Resumo.** *Este trabalho tem como objetivo estudar o efeito intrínseco da recuperação de propriedades mecânicas do concreto asfáltico em misturas com adição de fibras de lã de aço. Para isso, foram moldados corpos de prova cilíndricos que foram submetidos ao ensaio de fadiga mecânica com duas tensões distintas, 20% e 25% da resistência à tração (RT) da mistura. Após a realização do ensaio de fadiga, as amostras foram submetidas a um período de repouso de 24 horas e ensaiadas novamente, demonstrando maior suscetibilidade ao efeito de regeneração nas amostras ensaiadas com 20% da RT que nas amostras ensaiadas com 25% da RT*

**Palavras-chave:** *Self-Healing. Fadiga. Fibras de lã de aço.*

### 1. INTRODUÇÃO

O comportamento intrínseco de recuperação, ou cura (também chamado de *self-healing*, ou simplesmente *healing*), do concreto asfáltico tem sido estudado, principalmente os aspectos relativos ao comportamento em fadiga. Características como tempo de repouso (PLANCHE et al.,

2004), módulo de resiliência inicial (TAN et al., 2012), tipo de cimento asfáltico de petróleo (CAP) utilizado (KIM et al., 2003) e temperatura de operação (AYAR et al., 2016) são comumente indicados como importantes para o estudo de healing na fadiga, trazendo relevantes consequências na vida útil do pavimento.

Outro estudo com crescentes expectativas neste tema é o de cura por indução (também chamado de *induced-healing*) que consiste na utilização de materiais dotados de alta condutividade elétrica dentro da mistura asfáltica. A aplicabilidade de fibras de aço em uma mistura asfáltica foi estudada e admitida como possível e benéfica por Serin et al. (2012). Liu et al. (2010) observam que, uma vez que fibras de material eletricamente condutivo encontram-se dentro da mistura, pode-se, através de indução eletromagnética, gerar pontos de aquecimento no concreto asfáltico, permitindo um acelerado processo de regeneração de fissuras e outras características do material, concluindo que uma alta condutividade elétrica da mistura final é mais facilmente obtida com fibras longas e de pequena espessura. García et al. (2013) entretanto, sustenta que as fibras



devem ser preferencialmente curtas e de maior espessura para que não prejudiquem o comportamento mecânico do material.

Afim de realizar uma caracterização apurada do efeito de cura por indução, deve-se separar os efeitos de *self-healing* e *induced-healing*. Dessa forma, propõem-se a priori um estudo dos efeitos de *self-healing* em uma mistura com a presença de fibras de material eletricamente condutivo (fibras de lã de aço), para que em um estudo a posteriori, como realizado por Liu et al. (2013), seja possível a separação e análise dos efeitos de *induced-healing*.

## 2. OBJETIVO

O presente estudo investiga o comportamento em fadiga e o efeito de *self-healing* em corpos de prova moldados com CAP e adição de fibras de lã de aço para um período de repouso de 24 horas.

## 3. MATERIAIS

Os corpos de prova estudados foram moldados com a composição de três grupos de materiais distintos: agregados pétreos, ligante e fibras. O estudo realizado com esta composição foi baseado em uma mistura asfáltica desenvolvida por Vicenzi et al. (*in press*) e selecionado, dentre outros, por utilizar materiais de comum uso na pavimentação sul-rio-grandense.

### 3.1 Agregados

A mistura utilizada possui agregados oriundos de uma pedra localizada no município de Santo Antônio da Patrulha – RS, no km 30 da BR-290. Este agregado é de origem basáltica e a distribuição granulométrica enquadra-se na faixa C do DNIT.

### 3.2 Ligante

O ligante utilizado é do tipo CAP 50/70, por ser um ligante convencional tradicionalmente utilizado, de larga aplicabilidade e conhecidas características e comportamentos. O teor de ligante utilizado é de 5,7% e a densidade máxima medida (DMM) do projeto de referência é de 2,472.

### 3.3 Fibras

As fibras utilizadas são de aço-carbono, obtidas através do lixamento da lã de aço com lixa número 200. Segundo García et al. (2013), afim de reduzir a quantidade de *clusters* (conjunto aglomerado de fibras que prejudica as características físicas do concreto asfáltico), as fibras utilizadas na mistura devem possuir comprimento inferior a 2 mm, diâmetro médio superior a 0,15498 mm e, para futuros propósitos de uso em cura por indução (*induced-healing*), em uma quantidade maior que 6% da massa de ligante. As características físicas das fibras foram asseguradas pela descrição do fornecedor e obtidas manualmente –através do uso de lixa.

## 4. METODOLOGIA

### 4.1 Moldagem

Cada moldagem foi realizada com material suficiente para 4 corpos de prova tendo sua moldagem realizada na metodologia Marshall com temperatura de compactação de 140° C e 75 golpes por face. A adição de fibras na mistura foi realizada com a pulverização destas junto aos agregados antes da adição do ligante, afim de evitar a aglomeração das fibras (*clusters*). Para tanto, utilizou-se a peneira de número 40 (ASTM). Os corpos de prova resultantes possuem diâmetro médio de 10,2 cm, com massa estimada de mistura de 1220,0 g e altura

estimada de 6,5 cm. Foram moldados no total 15 corpos de prova.

## 4.2 Ensaios

Parte dos corpos de prova moldados foram submetidos ao ensaio mecânico de resistência à tração em temperatura constante de 23° C, no qual a amostra recebe a carga em posição horizontal, ou seja, no sentido de seu diâmetro, em deformação controlada de 0,8 mm/s até que haja rompimento.

Foram, também, realizados ensaios de fadiga aplicando duas porcentagens diferentes (20% e 25%) da resistência à tração (RT) obtida através do ensaio mecânico de resistência à tração referido anteriormente, em uma temperatura de 23° C ( $\pm 0,5^\circ$  C). Para ambas as porcentagens de RT, os corpos de prova recebiam carga ciclica com frequência de 1 Hz, e período de aplicação da carga de 100 ms. A aquisição de dados foi feita durante 5 ciclos a cada 100 ciclos após os 50 iniciais. Os ensaios realizados tinham como critério de parada: obtenção do valor de módulo de resiliência instantâneo igual a 50% do módulo de resiliência inicial; ou, atingimento de 1.000.000 de ciclos; ou, rompimento do corpo de prova. Entretanto, nenhuma amostra teve seu ensaio interrompido por rompimento ou por atingir o número máximo de ciclos, sendo assim submetidas novamente ao ensaio, após um período de repouso de 24 horas ( $\pm 30$  minutos) mantidas em temperatura de 23° C ( $\pm 1^\circ$  C).

## 5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 5.1 Ensaio de resistência mecânica à tração

Ensaiou-se um conjunto de três corpos de prova para a obtenção de um valor médio de resistência à tração. O valor médio de resistência à tração obtido foi de 0,75 MPa

com desvio padrão de 0,02 MPa. Este valor encontra-se ligeiramente abaixo do indicado pelo projeto original da mistura (0,80 MPa), indicando a possibilidade da presença de *clusters* de fibras, provenientes de uma má dispersão na moldagem.

### 5.2 Ensaio de fadiga mecânica

Os resultados dos ensaios de fadiga são apresentados nas tabelas 1 e 2.

Tabela 1. Ensaio de fadiga inicial

RT	CP	Módulo Inicial (MPa)	Módulo Final (MPa)	Número do Ciclo final 1 – N <sub>1</sub>
20%	4	339	170	7555
	9	348	174	4655
	14	405	203	2855
	15	340	170	4455
25%	5	431	216	3955
	7	364	182	4155
	12	429	215	2355
	13	364	182	3055

Tabela 2. Ensaio de fadiga pós-reposo

RT	CP	Módulo Inicial (após 24h) (MPa)	Módulo Final (MPa)	Número do Ciclo final 2 – N <sub>2</sub>
20%	4	235	170	3155
	9	273	174	2355
	14	330	203	2055
	15	248	170	2155
25%	5	286	216	1055
	7	312	182	2455
	12	170	215	0
	13	246	182	955

As colunas das tabelas 1 e 2 representam, o módulo de resiliência inicial da mistura no ensaio, o valor do módulo para o critério de encerramento do ensaio (50% do módulo inicial do primeiro ensaio) e o número de ciclos no qual a mistura atinge critério de encerramento ( $N_1$  e  $N_2$  para os ensaios pré e pós-reposo, respectivamente). A tabela 3 apresenta a razão entre o número de ciclos do segundo ensaio e o número de ciclos do primeiro ensaio, valor utilizado como possível parâmetro de comparação de recuperação do módulo de resiliência durante o período de reposo.

Tabela 3. Ensaio de fadiga pós-reposo

RT	CP	$N_2/N_1$
20%	4	42%
	9	51%
	14	72%
	15	48%
25%	5	27%
	7	59%
	12	0%
	13	31%

De maneira geral, as amostras submetidas ao carregamento de 20% da RT atingiram o critério de parada de ensaio em um número de ciclos mais elevado que as amostras submetidas a 25% da RT. Nota-se que a amostra 12, submetida a 25% da RT, apresenta um módulo inicial após reposo, menor que o amostrado no final do primeiro ensaio, indicando um possível rompimento nos primeiros 50 ciclos de condicionamento ou no final do ensaio primário, sugerindo uma baixa ou inexistente regeneração no período de reposo desta amostra.

## 6. CONCLUSÕES

Observando os resultados obtidos no ensaio de fadiga, percebe-se que as amostras submetidas a 20% da RT têm sua vida de fadiga aumentada em cerca de 50% após 24 horas de reposo, sugerindo efeito expressivo de *self-healing*. Por outro lado, a alta variabilidade dos resultados obtidos com 25% da RT sugere que este percentual, para estas condições de parada do ensaio, encontra-se próximo ao limite da aplicabilidade do reposo para efeitos de *self-healing* mesmo que algumas das amostras tenham apresentado aumento da vida de fadiga.

Propõe-se em estudo futuro, a exploração da presença de fibras nas amostras para fins de *induced-healing* afim de verificar possíveis melhorias no desempenho das amostras durante o segundo ensaio, após o reposo. O estudo realizado foi um estudo inicial em misturas com uso de fibras de lã de aço, recomendando-se a expansão do espaço amostral para porcentagens variadas de RT, utilização de diferentes critérios de parada do ensaio (deformação, porcentagem do módulo inicial, número de ciclos) e variação no percentual de fibras na mistura.

## Agradecimentos

Os autores agradecem especialmente ao Programa Especial de Treinamento em Engenharia Rodoviária - PETER, à toda equipe do Laboratório de Pavimentação da UFRGS – LAPAV pelo companheirismo e comprometimento demonstrados diariamente e a todos que cooperaram, motivaram e inspiraram o estudo realizado.

## 7. REFERÊNCIAS

AYAR, P.; MORENO-NAVARRO, F.; RUBIO-GÁMEZ, C. The healing capability of asphalt pavements: a state of the art review.

**Journal of Cleaner Production**, v. 113, p. 28-40, 2016.

GARCÍA, A.; NORAMBUENA-CONTRERAS, J.; PARTL, M. N.; SCHUETZ, P. Uniformity and mechanical properties of dense asphalt concrete with steel wool fibers. **Construction and Building Materials**, v. 43, p. 107-117, 2013.

GARCÍA, A.; SCHLANGEN, E.; VEN, M. V. de ; BOCHOVE, G. V. Optimization of composition and mixing process of a self-healing porous asphalt. **Construction and Building Materials**, v. 30, p. 59-65, 2012.

KIM, Y.-R.; LITTLE, D.N.; LYTTON, R. L. Fatigue and healing characterization of asphalt mixtures. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 15, p. 75-83, 2003.

LIU, Q.; SCHLANGEN, E.; GARCÍA, A.; VEN, M. V. de. Induction heating of electrically conductive porous asphalt concrete. **Construction and Building Materials**, v. 24, p. 1207-1213, 2010.

LIU, Q.; SCHLANGEN, E.; VEN, M. V. de. Characterization of the material from the induction healing porous asphalt concrete trial section. **Materials and Structures**, v. 46, p. 831-839, 2013.

PLANCHE, J.-P.; ANDERSON, D.A.; GAUTHIER, G.; LE HIR, Y.M. ; MARTIN, D. Evaluation of fatigue properties of bituminous binders. **Matériaux et Constructions**, v. 37, p. 356-359, 2004.

SERIN, S.; MOROVA, N.; SALTAN, M.; TERZI, S. Investigation of usability of steel fibers in asphalt concrete mixtures. **Construction and Building Materials**, v. 36, p. 238-244, 2012.

TAN, Y.; SHAN, L.; KIM, Y. R.; UNDERWOOD, B. S. Healing characteristics of asphalt binder. **Construction and Building Materials**, v. 27, p. 570-577, 2012.

## MELHORAMENTO DAS PROPRIEDADES FÍSICAS DE SOLO RESIDUAL BASÁLTICO QUANDO SUBMETIDO À COMPACTAÇÃO DINÂMICA

**Igor Marasini de Rezende**

Mestrando Universidade de Passo Fundo  
igormderezende@gmail.com

**Antônio Thomé**

Doutor Universidade de Passo Fundo  
thome@upf.br

**Resumo.** *Através de um peso em escala reduzida de 45,6 Kg foram realizados ensaios de compactação dinâmica in-situ, onde foram definidos 4 pontos de estudo com duas energias de aplicação diferentes, 6,84 t.m e 4,6 t.m. Após a aplicação da técnica de compactação dinâmica os 4 pontos estudados foram exumados e amostras foram retiradas a cada 10 cm de profundidade para avaliação do aumento de densidade provocado pela energia aplicada durante os ensaios. Os resultados obtidos nos ensaios de campo mostraram que para as energias aplicadas neste estudo a profundidade máxima de influência foi de 37 cm e as alterações nas propriedades físicas no solo são mais perceptivas nas camadas iniciais e diminuem ao longo da profundidade. Os resultados de profundidade máxima de influência obtida nos ensaios de campo quando comparados com as equações sugeridas pela bibliografia clássica, que estimam a profundidade de melhoria, mostraram-se como um parâmetro aceitável de estimativa de profundidade.*

**Palavras-chave:** *Compactação dinâmica. Profundidade de influência. Densidade.*

### 1. INTRODUÇÃO

O princípio de utilizar um pesado bloco que é repetidamente levantado e solto por um único cabo gerando um impacto no solo é conhecido como compactação dinâmica. A energia de impacto geralmente é estabelecida pela massa do bloco, pela altura de queda, pelo espaçamento da malha e pelo número de golpes, sendo que, geralmente a massa varia de 5,4 a 27,2 toneladas e as alturas de queda variam entorno de 12,2 a 30,5 metros (LUKAS, 1995; MAYNE, 1984).

A compactação dinâmica como técnica de melhoria do terreno se tornou um método aceitável de tratamento de solos pobres in situ durante a década de 1970 e 1980 (MAYNE, 1984), quando comparado com outras técnicas convencionas, o método de compactação dinâmica é uma alternativa economicamente atraente para fundações diretas e para a preparação do solo para a construção.

Atualmente a técnica de compactação dinâmica não é uma pratica comum no Brasil, mesmo com relatos de utilizações ao redor do mundo. Desta forma o estudo dessa pratica é extremamente raro no Brasil.

Com o objetivo de conhecer o comportamento em profundidade de solos

residuais basálticos quando utilizada a compactação dinâmica, será proposto um estudo em escala reduzida in-situ, onde um bloco de aço será içado e solto em queda livre repetidas vezes no campo experimental da Universidade de Passo Fundo.

Após a realização dos ensaios o perfil do solo será exumado com o intuito de analisar o comportamento das camadas de solo abaixo do fundo da cratera, formada durante a compactação dinâmica.

## 2. METODOLOGIA

### 2.1 Local dos ensaios

O local escolhido para a realização dos ensaios está localizado no Campo experimental de Geotecnia da Universidade de Passo Fundo. As coordenadas geográficas do local são: S28°13'35,7" W 52°23'14,5".

O solo onde os ensaios foram realizados é caracterizado como sendo um material residual basáltico pertencente à província geológica do planalto rio-grandense, segundo a geologia do Rio Grande do Sul, que recebeu derrames vulcânicos de basalto, no período mesozoico sobre um pacote de rochas sedimentares. (BERTORELLI; HARALYI, 1998).

Segundo Streck et al (2002) a unidade de Passo Fundo é classificada como um Latossolo Vermelho distrófico típico. Estes solos são muito profundos, drenados e altamente intemperizados. Teoricamente solos argilosos possuem baixa permeabilidade, como citado na literatura, porém em Latossolos, que apresentam uma boa estruturação, a quantidade de macroporos é suficiente para que haja uma permeabilidade relativamente rápida de água.

Quanto às características geotécnicas este solo é classificado, segundo Girardello et al. (2007), como CH, ou argila de alta plasticidade. A caracterização geotécnica e química do solo em estudo, retiradas no

horizonte B à 1,20 metros de profundidade, realizadas por Girardello et al. (2007), esta apresentada na Tabela 1.

Tabela 1 - Caracterização do solo estudado.

Parâmetro	Valor
Argila (%)	68
Silte (%)	5
Areia (%)	27
Limite de Liquidez (%)	53
Limite de Plasticidade (%)	42
Índice de Plasticidade	11
Peso específico real dos grãos (kN/m <sup>3</sup> )	26,7
Umidade Natural (%)	34
Peso específico natural (kN/m <sup>3</sup> )	16,3
Índice de Vazios	1,19
Grau de Saturação (%)	75,7
Porosidade (%)	54
pH	5,4
Matéria Orgânica	<0,8
CTC	8,6 cmolc/dm <sup>3</sup>
Permeabilidade (m/s)	1,39.10 <sup>-5</sup>

### 2.2 Montagem do sistema de içamento e soltura do bloco

Devido à inexistência de um equipamento específico para ensaios de compactação dinâmica, o mesmo precisou ser adaptado com os recursos disponíveis nos laboratórios de Engenharia CETEC da Universidade de Passo Fundo. O sistema montado para a realização dos ensaios deste estudo consiste em um guincho manual preso a um guincho girafa (Figura 1).

**Guincho girafa.** O guincho girafa utilizado para a realização dos ensaios de compactação dinâmica possui um braço hidráulico que em sua extensão máxima chega a uma altura de 3,5 metros do chão e suporta uma carga de 300 Kg.

**Guincho manual.** Devido à técnica de compactação dinâmica que consiste em levantar e soltar repetidas vezes um bloco a uma determinada altura, foi necessário



encontrar um equipamento capaz de executar esse processo. O equipamento escolhido foi um guincho manual catracado com um sistema de trava que possibilitava o içamento do bloco até a altura desejada, o qual era travado e solto em queda livre após o acionamento da trava.

**Bloco de aço.** O bloco de aço adotado para a realização dos ensaios foi estabelecido através dos materiais disponíveis, que tivesse uma massa considerável, porém fosse capaz de ser içado manualmente. A solução adotada foi a adaptação do martelo usado nos ensaios SPT que teve uma placa de aço circular plana soldado na parte inferior. As características do bloco escolhido são apresentadas na Tabela 2 abaixo.

Tabela 2 - Características do bloco adotado.

	Massa	Diâmetro	Altura
BLOCO	45,6 Kg	23 cm	30 cm



Figura 1 - Guincho girafa.

### 2.3 Programação dos ensaios de compactação dinâmica

Após a definição do sistema responsável pela içamento e soltura do bloco o mesmo foi

levado a campo para a realização dos ensaios. Visto que a variável principal desse estudo era a profundidade máxima de influência que uma determinada energia é capaz de provocar no solo, foram estabelecidos 4 pontos de análise (Figura 2) onde a única variável entre os pontos foi a altura de queda do bloco.

As simplificações das variáveis de execução da técnica (como altura de queda, bloco escolhido, número de golpes e pontos de ensaio) tiveram como origem fundamental a disponibilidade de recursos na época do ensaio.



Figura 2 - Pontos analisados.

### 2.4 Pontos de estudo

Foram estabelecidas duas energias diferentes variando a altura de queda do bloco. Para cada altura de queda foram realizados dois pontos de estudo, a fim de se obter resultados em duplicata. Os valores adotados em cada ponto de estudo são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 - Características dos pontos estudados

Ponto	Massa (Kg)	Altura de queda (m)	Nº de Golpes	Energia total (t.m)
P1	45,60	3,00	50	6,84
P2	45,60	3,00	50	6,84
P3	45,60	2,00	50	4,6
P4	45,60	2,00	50	4,6

## 2.5 Execução do ensaio de compactação dinâmica

Após estabelecer a região de execução do ensaio de compactação dinâmica, o sistema de içamento e soltura era ancorado com estacas de madeira com o objetivo de evitar movimentações do equipamento durante a realização do ensaio (Figura 3).



Figura 3 - Bloco içado pronto para queda livre.

Como a campanha de ensaios ocorreu durante dias muito ensolarados e em uma região que recebeu tráfego de equipamentos pesados, foi necessário remover uma camada mais resistente, de mais ou menos 8 cm, da

superfície do solo para evitar possíveis interferências nos resultados.

Com o equipamento ajustado e o solo preparado a sequência de golpes era iniciada. O bloco era içado até a altura programada e a cada golpe a altura era verificada novamente, medindo a distância entre o fundo do bloco e o fundo da cratera formada, de modo que a altura de queda fosse a mesma em todos os golpes. Após a verificação da altura a trava era liberada e o bloco era solto em queda livre. Após uma sequência de 10 golpes a profundidade do centro da cratera era medida com o auxílio de uma trena (Figura 4).



Figura 4 - Medição da profundidade da cratera.

## 2.6 Ensaios de campo

Como o presente estudo tem por objetivo avaliar a profundidade de influência que a técnica de compactação exerce sobre solo residual basáltico, foi proposto a exumação do perfil de solo que se encontra abaixo do fundo da cratera formada com o término dos ensaios de compactação dinâmica.

**Exumação do solo.** Com o objetivo de colher amostras das camadas que se encontram abaixo do fundo da cratera, o perfil do solo foi exumado manualmente, com auxílio de pás e picaretas, de forma que fosse possível acessar facilmente até as camadas mais profundas, como pode ser visto nas Figuras 5 e 6.



Figura 5 - Visão frontal do perfil do solo exumado.



Figura 6 - Visão superior do perfil do solo exumado.

**Retirada das amostras para análise dos resultados.** Com a conclusão da exumação do perfil do solo as amostras foram retiradas para avaliação dos resultados. Para isso foram utilizados dois cilindros metálicos com volumes e massas conhecidas que foram

cravados no solo para coleta das amostras e verificação da densidade (Figura 7).



Figura 7 - Retirada das amostras ao longo do perfil do solo.

Os cilindros foram cravados a cada 10 cm de profundidade, sendo que os primeiros 2 cm abaixo do fundo da cratera foram desconsiderados. Com a retirada das amostras os cilindros eram levados para o laboratório onde tinham sua massa pesada para posterior análise dos resultados. Para fins de comparação dos resultados uma amostra do solo natural a 50 cm de profundidade também foi retirada.

Durante a retirada das amostras com os cilindros amostras de solo também eram coletadas, pesadas e levadas a estufa para verificação da umidade do solo durante a exumação.

### 3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste item serão apresentados os resultados obtidos após os ensaios de compactação dinâmica realizados no campo experimental da Universidade de Passo Fundo. Em conjunto, serão discutidos os resultados de

cada ensaio comparando com o que é proposto pela bibliografia.

### 3.1 Compactação dinâmica *in-situ*

Durante a realização do ensaio de compactação dinâmica, após uma sequência de 10 golpes a profundidade da cratera era medida. Abaixo é apresentado a Figura 8, que relaciona o número de golpes com a profundidade acumulada da cratera, para cada ponto estudado.

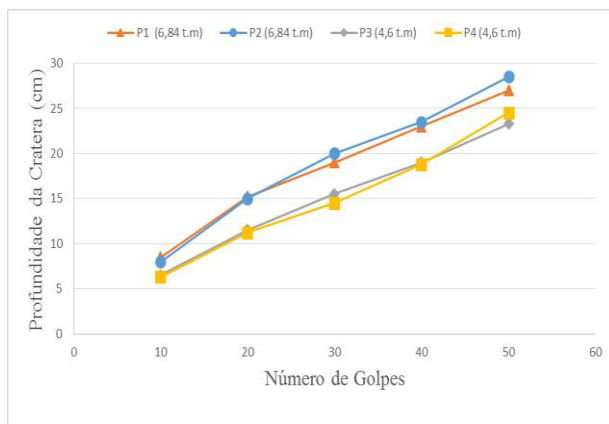


Figura 8 - Golpes vs Profundidade da cratera.

Observa-se que os pontos que receberam a mesma energia chegaram praticamente a mesma profundidade de cratera para cada série de 10 golpes, bem como para a profundidade acumulada ao final dos 50 golpes. Os pontos P1 e P2, que receberam o impacto do bloco a 3 metros de altura, obtiveram uma cratera com profundidade entorno de 27,5 cm ao final dos 50 golpes. Já os pontos P3 e P4, que receberam o impacto do bloco a 2 metros de altura, chegaram a uma profundidade de aproximadamente 24,00 cm ao final dos 50 golpes. Tal comportamento mostra que a repetitividade dos ensaios é adequada.

Além disso, outro ponto a ser observado é que a variação de energia entre os pontos P1/P2 e P3/P4 foi de 33,33%, porém a variação na profundidade da cratera ao final dos 50 golpes foi de 12,72%, estes dados

podem levar a acreditar que a massa do bloco possui mais influência do que a altura de queda na determinação da energia.

Durante a execução da técnica de compactação dinâmica, não foi observado levantamentos de solo no entorno dos pontos de impacto.

### 3.2 Profundidade de influência

Após a conclusão dos ensaios de compactação dinâmica, o perfil do solo foi exumado com o objetivo de analisar qual foi a profundidade máxima de influência exercida pela energia aplicada. As amostras coletadas a cada 10 cm através dos cilindros são mostradas na Figura 9 abaixo, onde se pode analisar a diferença de densidade ao longo do perfil.

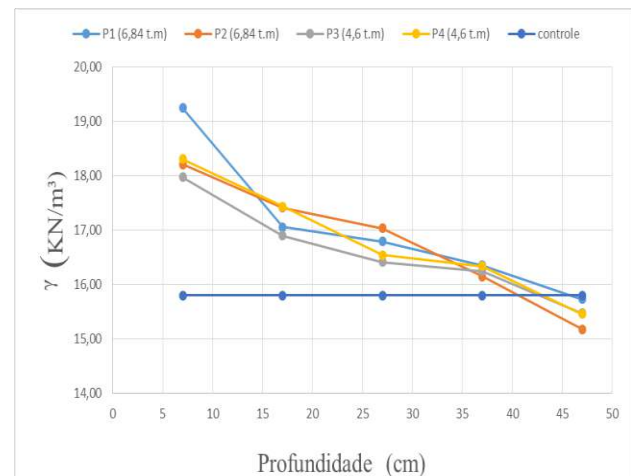


Figura 9 - Peso específico vs profundidade.

Através da plotagem dos resultados no gráfico observa-se que os incrementos do peso específico ao longo da profundidade do perfil do solo ficam dentro de uma faixa muito estreita apesar da diferença de energia aplicada nos ensaios P1/P2 e P3/P4, o que leva a crer, como dito anteriormente, que a massa do bloco exerce mais influência do que a altura de queda na definição da energia. É possível notar também que a camada logo a baixo ao fundo da cratera é a que possui maior peso



específico, apresentando um peso específico entorno de 20% maior que o natural e que o mesmo vai diminuindo ao longo da profundidade.

O peso específico ( $\gamma$ ) natural do solo do campo experimental da Universidade de Passo Fundo coletado como controle para esse estudo é de aproximadamente 15,8 KN/m<sup>3</sup>, analisando o gráfico nota-se que houve um incremento do peso específico até os 37 cm de profundidade, onde o peso específico ficou entorno de 16,30 KN/m<sup>3</sup>, já aos 47 cm de profundidade pode-se notar que o peso específico é praticamente igual ao peso específico natural do solo em estudo, evidenciando que a profundidade máxima de influência, para as energias aplicadas nos ensaios, fica entorno dos 37 cm de profundidade.

### 3.3 Grau de saturação

Através das amostras coletadas para verificação da umidade do solo, em cada ponto estudado, foi observado que a variação na umidade não foi significativa entre os pontos ficando em torno dos 27,3% nos dias em que os ensaios foram realizados.

Com o valor da umidade e das diferenças de densidades observadas ao longo da profundidade foi plotado um gráfico para avaliação do grau de saturação (Figura 10) em cada camada.

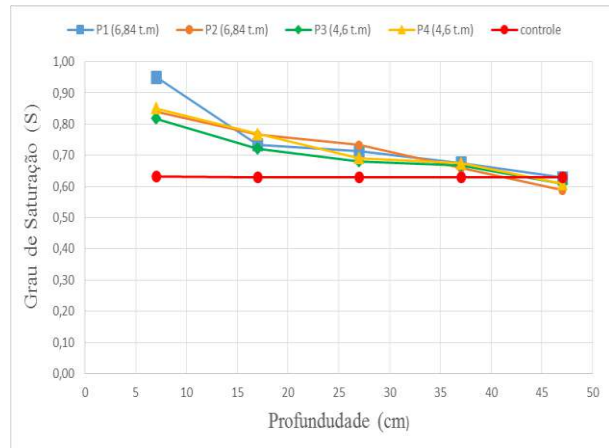


Figura 10 - Grau de Saturação ao longo da profundidade.

Nota-se que nas camadas iniciais o grau de saturação é de 0,84 menos o ensaio P1 onde o grau de saturação é de 0,91, como esse foi o primeiro ponto estudado pode ter ocorrido erros durante a retirada da amostra com o cilindro.

Como a umidade do solo foi praticamente a mesma em todas as amostras coletadas esse acréscimo no grau de saturação é devido basicamente pela redução do índice de vazios provocado pela compactação dinâmica, como pode ser observado na Figura 11.

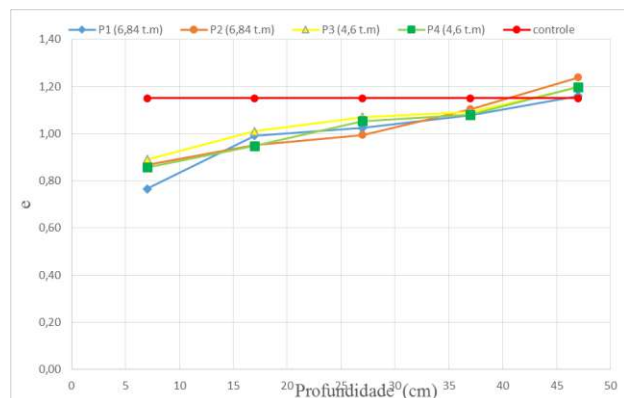


Figura 11 - Índice de vazios.

Avaliando a diferença nos índices de vazios ao longo da profundidade abaixo da cratera, pode-se mais uma vez notar que a profundidade máxima de influência exercida

pelos energias utilizadas nos ensaios foi de 37 cm.

### 3.4 Comparação dos resultados de campo com as equações sugeridas pela bibliografia

A bibliografia sugere duas equações que estimam a profundidade de influência, uma delas é dada como sendo proporcional a raiz quadrada da energia por impacto multiplicada por um fator “n” (LUKAS, 1995 e TERASHI E JURAN, 2000). A outra é a equação proposta por Charles et al. (1981) para solos coesivos que leva em consideração a resistência não drenada do solo ( $S_u$ ). O resultado obtido para cada uma das equações é mostrado na Tabela 4.

Tabela 4 - Profundidade de influência estimada pelas equações da bibliografia

ENSAIOS	$D = n (WH)^{0,5}$	$D = 0,4 \left( \frac{E_d.B}{A_p.S_u} \right)^{0,5}$
P1 e P2	37 cm	35 cm
P3 e P4	30 cm	28 cm

Comparando os valores calculados através das equações clássicas da bibliografia com os obtidos em in-situ pode-se notar que as equações fornecem uma boa estimativa da profundidade de influência, visto que, a profundidade de influência observada em in-situ foi de 37,00 cm e a profundidade estimada pelas equações variou de 28,00 a 37,00 cm, muito próximas das obtidas em campo.

## 4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente estudo tinha como objetivo avaliar o comportamento do solo estudado em profundidade quando submetido à técnica de Compactação Dinâmica. Pode-se observar que apesar da pequena energia aplicada no ensaio, o solo sofreu significativa influência no seu

comportamento quando analisado em profundidade. No entanto, o entendimento do mecanismo de melhoria ainda não foi completamente esclarecido e estudos mais aprofundados são necessários. Do observado, podemos destacar:

- O padrão de profundidade das crateras formadas durante o ensaio de compactação dinâmica se mostrou praticamente igual, quando submetidas à mesma quantidade de energia;
- Para o solo em estudo, mesmo após uma série de 50 golpes, não foi possível observar uma completa estabilização da profundidade da cratera;
- O sistema adotado para içamento e soltura do bloco se mostrou eficaz para a aplicação da técnica, porém pouco ágil devido ao içamento manual do bloco;
- As equações clássicas sugeridas pela literatura mostraram-se como uma boa alternativa para a estimativa da profundidade máxima de influência causada pela compactação dinâmica, em comparação ao que foi observado nos ensaios de campo;
- O aumento na densidade do solo foi de mais ou menos 20% nas camadas iniciais;
- Mesmo com a aplicação de energias diferentes entre os ensaios P1/P2 e P3/P4 as profundidades de influência observadas foram praticamente às mesmas.



## REFERÊNCIAS

CHOW, Y.; YONG, D.; YONG, K.; LEE, S. **Dynamic Compaction of Loose Granular Soils: Effect of Print Spacing.** Journal of Geotechnical Engineering. Estados Unidos: ASCE, Volume 120, Edição 7, julho de 1994. p. 1115–1133.

KOPF, F., PAULMICHL, I. ADAM, D. **Modelling and Simulation of Heavy Tamping Dynamic Response of the Ground.** Eslováquia: 2010. Disponível em: <[http://publik.tuwien.ac.at/files/PubDat\\_186214.pdf](http://publik.tuwien.ac.at/files/PubDat_186214.pdf)>. Acesso em: agosto 2016.

LUKAS, R. G. **Geotechnical Engineering Circular No. 1: Dynamic Compaction.** Springfield, Virginia: National Technical Information Service, 1995.

MAYNE, P., JONES, J., Jr., DUMAS, J. **Ground Response to Dynamic Compaction.** Journal of Geotechnical Engineering. Estados Unidos: ASCE, Volume 110, Edição 6, Junho de 1984. p. 757–774.

MENARD, L. BROISE, Y., **Theoretical and Practical Aspects of Dynamic Consolidation, Geotechnique.** Londres: Vol. 25, N. 1, p. 3-17, 1975.

SLOCOMBE, B. C. Dynamic Compaction. In: MOSELEY, M. P.; KIRSCH, K. **Ground Improvement**, 2 ed. New York: Spon Press, 2004.

TERASHI, M., JURAN, I. **Ground Improvement-State of the Art.** In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTECHNICAL AND GEOLOGICAL ENGINEERING, 2000, Melbourne, Australia. Anais... Melbourne: ICMS, 2000. p. 461-519.

STRECK, Edmar Valdir. Solos do Rio Grande do Sul. Porto Alegre: EMATER, 2002. 107 p.

GIRARDELLO, V. et al. **Comparação das técnicas de atenuação natural, bioaugmentação e bioventing para avaliar biodegradação de um solo contaminado com biodiesel.** In: CONGRESSO REGIONAL DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA E TECNOLÓGICA EM ENGENHARIA E VII FEIRA DE PROTÓTIPOS, 22. 2007, Passo Fundo. Anais... Passo Fundo: UPF, 2007.

BERTORELLI, A.; HARALYI, N. **Geologia do Brasil.** In: OLIVEIRA, A. M. S.; BRITO, S. N. A. (Coord.) Geologia de engenharia. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998. 584 p.

CHARLES, J A; BURFORD, D; WATTS, K S. **Field studies of the effectiveness of 'dynamic consolidation'.** In: 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Estocolmo, 15-19 Junho 1981 V3, P617-622.

## EXECUÇÃO DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA EM MODELO FÍSICO REDUZIDO DE UMA ESTACA METÁLICA CRAVADA EM SOLO ARENOSO

**Luiz Pedro Rei Oliveira**

**Acadêmico do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande -FURG**

Luiz\_pedro21@hotmail.com

**Maicon Lopes da Silva**

**Acadêmico do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande -FURG**

maiconengcivil@gmail.com

**Diego de Freitas Fagundes**

**Professor do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande -FURG**

dffagundes@furg.br

***Resumo.** O presente trabalho apresenta um estudo inicial do comportamento da capacidade de carga de estacas metálicas cravadas em solo arenoso. Para tal, foram realizadas provas de carga estática no tanque de modelos físicos do Laboratório de Geotecnia e Concreto da FURG. O ensaio foi realizado em uma areia eólica, típica de Rio Grande, compactada manualmente no interior de um tanque metálico cilíndrico. A estaca metálica perfil I foi cravada por prensagem em duas etapas nas profundidades de 30 cm e 70 cm onde foram realizadas as provas de carga. Além dos ensaios de caracterização do solo dois ensaios de DPL foram realizados para avaliar o perfil de resistência do solo. Os resultados dos números de golpes obtidos com o ensaio DPL foram utilizados para a obtenção de valores do  $N_{spt}$  através de correlações propostas na literatura. Os resultados obtidos na prova de carga foram confrontados com três métodos analíticos a fim de avaliar a eficiência na previsão da capacidade de carga destes métodos. O método teórico utilizando a abordagem geral para solos granulares e dois métodos semi-empíricos (Aoki e Velloso, 1975 e Décourt e Quaresma, 1978) foram aqui avaliados.*

***Palavras-chave:** Prova de carga, previsão de capacidade de carga, modelos físicos.*

### 1. INTRODUÇÃO

Grande parte dos problemas de fundações é, na prática, solucionado através de modelos analíticos e empíricos (ou semi-empíricos). As diversas soluções analíticas apresentadas na literatura são em geral simplificações de complexas equações diferenciais e os métodos empíricos oriundos de tratamentos estatísticos de um conjunto de dados.

A realização de provas de carga em fundações é de extrema importância, pois leva em consideração a complexidade e particularidades da interação solo-estrutura de diferentes projetos. Essa importância é reforçada pela norma de brasileira de fundações, NBR 6.122 (ABNT, 2010), que permite a redução dos coeficientes (parciais ou totais) de segurança quando são realizadas provas de carga em um número mínimo de estacas. Além de atender uma demanda da prática para projetos de execução de fundações, os resultados destes ensaios ajudam no melhor entendimento dos critérios de ruptura do solo e aprimoramento das soluções analíticas utilizadas. Entretanto, a execução de provas de carga, (principalmente as do tipo estática) ainda não são uma prática comum no meio técnico devido aos custos elevados de execução.

Desta forma, os modelos físicos em escala reduzida executados em laboratório são

uma proposta alternativa para o desenvolvimento de estudos que visam fortalecer o conhecimento em diversas áreas geotécnicas. Certamente os modelos físicos não substituem o papel importante das provas de carga executadas em campo, mas podem ser uma importante ferramenta para o desenvolvimento e aferição tanto de métodos analíticos, como de validação de modelos numéricos de fundações.

O Laboratório de Geotecnia e Concreto da FURG conta com um tanque de modelos físicos onde são desenvolvidos diversos estudos na área geotécnica (Ruver et al., 2012a e Ruver et al., 2012b). O objetivo deste trabalho é demonstrar os procedimentos e os equipamentos utilizados para a realização de provas de carga estáticas em um modelo reduzido de fundação em estaca metálica cravada em solo arenoso compacto.

Os resultados obtidos na prova de carga também foram confrontados dois métodos semi-empíricos (Aoki e Velloso, 1975 e Décourt e Quaresma, 1978) e um método teórico para avaliar o comportamento entre a previsão versus observação da resistência do solo. Os métodos analíticos foram calculados utilizando valores de  $N_{spt}$  obtidos por correlações com valores dos ensaios de DPL executados no modelo físico.

## 2. PREPARAÇÃO DO MODELO REDUZIDO

### 2.1 Caracterização do solo

Para a execução do ensaio foi utilizada uma areia eólica proveniente do campus da Universidade Federal do Rio Grande – FURG. A classificação textural do material indica uma areia fina e mal graduada. Devido a grande concentração de finos, apresentando 91,96% dos grãos com diâmetros entre 0,25 mm e 0,149 mm, não foi necessária a realização do peneiramento grosso. A curva granulométrica do solo é apresentada na Fig 1. O peso específico real dos grãos foi de 26,37

kN/m<sup>3</sup>. Para avaliar o comportamento compacto do material uma curva de compactação foi realizada indicando um peso específico aparente seco máximo de 15,83 kN/m<sup>3</sup> para uma umidade ótima de 14%.

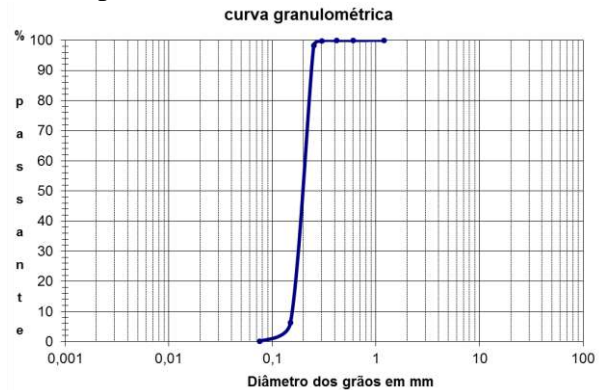


Figura 1- Curva Granulométrica

### 2.2 Preparação do solo no modelo

Antes da preparação do modelo físico, o solo foi homogeneizado manualmente, quarteado e seco ao ar. O local de deposição da areia e execução dos ensaios foi um tanque cilíndrico metálico com 0,83 m de diâmetro e 1,20 m de altura. O comprimento do tanque foi dividido em 12 camadas de 10 cm para um maior controle da compactação. Uma vez que conhecido o volume de cada camada, a areia era então pesada e depositada no tanque. Para a compactação foi utilizado um soquete manual de 8,0 Kg. Na compactação de cada camada de 10 cm foram aplicados 90 golpes com uma altura de queda de aproximadamente 35 cm. Para a determinação da umidade média da areia e posterior determinação dos índices físicos foram retiradas 2 amostras em 3 profundidades diferentes: 20 cm, 60 cm e 1,0 m, sendo a média destas 6 umidades utilizada para a determinação do peso específico aparente seco. Em nenhuma das camadas a umidade superou 1% e a média registrada foi de 0,74%, indicando que a areia estava de fato seca.

Após a deposição e compactação da areia seca no tanque de ensaio foram realizados dois ensaios do tipo Dynamic Probe Light – DPL

nas extremidades opostas do tanque, conforme mostra a Fig 2. O ensaio DPL consiste na observação do número de golpes necessários para cravar 10 cm de uma ponteira cônica no solo. Os golpes são aplicados por um soquete de 10 Kg elevados a uma altura de 50 cm.

Devido à impossibilidade de executar ensaios de simples reconhecimento SPT (*Standart Penetration Test*) no tanque de modelos físicos, os ensaios de DPL serviram para obtenção do perfil de resistência do solo compactado e obtenção de parâmetros para os métodos de previsão de capacidade de carga descritos no item 3. A Fig 3 apresenta os valores acumulados do DPL pela profundidade.

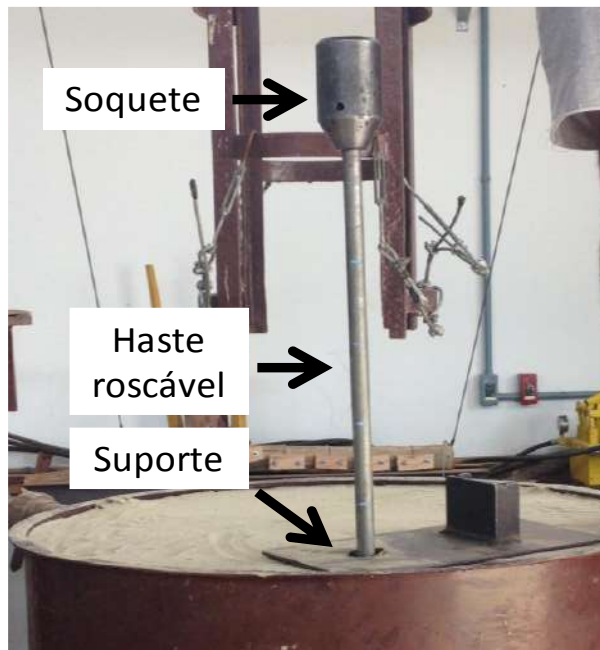


Figura 2: Realização do ensaio DPL

Com os resultados apresentados na Fig 4 para os ensaios de DPL, os valores de  $N_{SPT}$  foram obtidos através da correlação entre os valores obtidos no ensaio de DPL proposta por Badillo e Rodriguez (1976). Segundo os autores o valor do número de golpes do ensaio de DPL corresponde a duas vezes o valor do índice de penetração  $N_{SPT}$  do ensaio SPT. O valor médio do número de golpes ao longo profundidade obtido nos dois ensaios de DPL

foi utilizado para a conversão dos valores de  $N_{SPT}$  apresentados na Tabela 1.

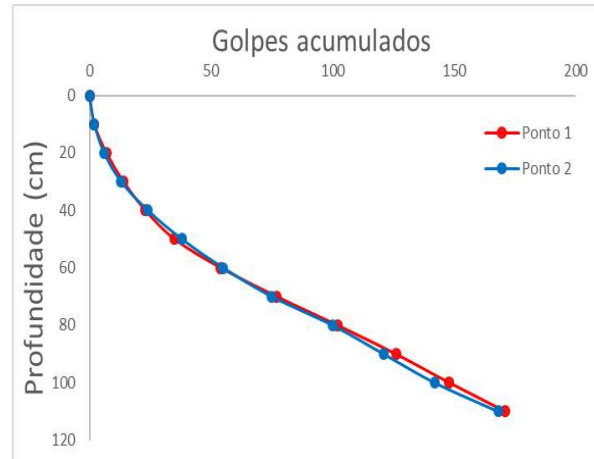


Figura 3: Número de golpes do ensaio DPL

Tabela 1: Conversão DPL- $N_{SPT}$

Profundidade (cm)	DPL (golpes)	$N_{SPT}$ (golpes)
10	2	1
20	4	2
30	7	3,5
40	10	5
50	13	6,5
60	18	9
70	21	10,5
80	25	12,5
90	22	11
100	21	10,5
110	24	12

## 2.2 Execução da prova de carga

A instrumentação e os equipamentos utilizados na prova de carga executada no modelo reduzido são apresentados na Fig 4.

A estaca utilizada foi um perfil metálico tipo I com área de ponta de 14,5 mm<sup>2</sup> e perímetro de 46,38 cm. Os carregamentos foram aplicados por um macaco hidráulico com capacidade de 20 toneladas. Um pórtico metálico foi utilizado para oferecer a reação contra os esforços de cravação da estaca exercidos pelo pistão do macaco hidráulico durante o carregamento (Fig 4). Abaixo do

macaco hidráulico, uma célula de carga, com capacidade de 10 toneladas foi utilizada a fim de medir os carregamentos no elemento de fundação. Os deslocamentos da estaca foram monitorados através de um sensor do tipo LVDT com curso de 5 cm. Todos os sensores utilizados no ensaio foram devidamente calibrados.

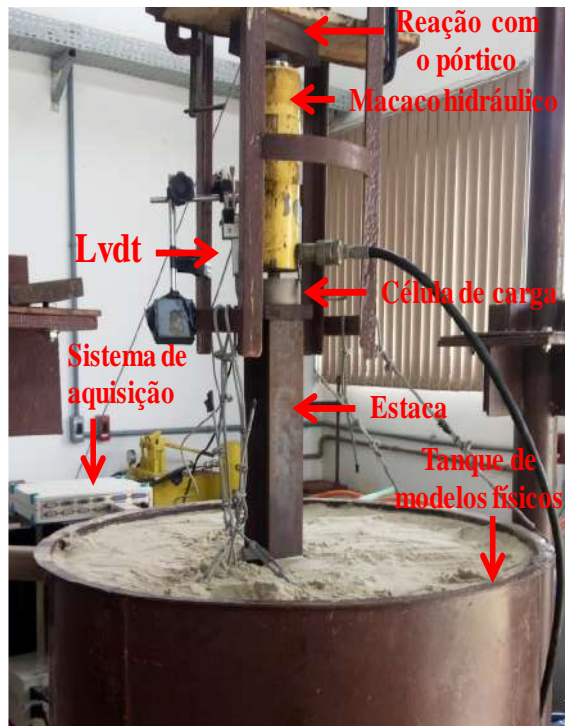


Figura 4: Modelo físico para execução da prova de carga

Durante a execução da prova de carga a aquisição de dados de todos os sensores foi feita por um *datalogger* (modelo: *Spider 8* da *HBM*). O computador conectado ao sistema de aquisição possui um software *Catman* que permite visualização e armazenamento em tempo real das leituras de carga e deslocamento no decorrer do ensaio.

O processo de instalação da estaca metálica foi feito através de prensagem. Conforme citado anteriormente, o pistão do macaco hidráulico reage contra o pórtico metálico de reação cravando a estaca no solo (Fig 4). A estaca foi cravada nas profundidades de 30 cm e 70 cm, onde foram

realizadas as provas de carga. Durante o processo de cravação foram utilizadas quatro hastes formando dois pares perpendiculares entre si, a fim de manter a estaca alinhada. A distância entre a base do tanque e a ponta da estaca na prova de carga de maior profundidade (70 cm) foi de 50 cm de modo que o fundo do tanque não interferisse no desenvolvimento do plano de ruptura do solo.

As duas provas de carga executadas nas duas profundidades estudadas foram realizadas de acordo com as recomendações da NBR 12.131 (ABNT, 2006). Para tal, foram realizados incrementos graduais da carga, de 1 kN para a prova de carga executada na profundidade de 30 cm e de 4 kN para a prova de carga executada na profundidade de 70 cm. As leituras dos recalques foram realizadas em tempos dobrados de 0,25, 1, 2, 4 e 16 minutos, sendo um novo incremento de carga só efetuado após a estabilização do recalque do incremento anterior. A maior parte dos recalques ocorreu instantaneamente após a aplicação da carga, entretanto, conforme a NBR 12.131 (ABNT, 2006), mesmo após a estabilização dos recalques esperou-se o tempo mínimo de 5 minutos para a execução de um novo incremento. Em ambos os ensaios foi realizada apenas a etapa de carregamento da prova de carga.

### 3. PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA

Três métodos analíticos para previsão da capacidade de carga de fundações profundas foram utilizados para comparar previsão e observação obtida nos resultados do modelo físico. Os dois métodos semi-empíricos utilizados neste estudo foram os de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978). Um terceiro método teórico conhecido como, a “Abordagem Geral para Solos Granulares” (VELLOSO E LOPES, 2010), também foi utilizado.

Apesar dos métodos semi-empíricos serem consagrados pela prática e amplamente utilizados no Brasil por necessitarem apenas do valor do  $N_{SPT}$ , os métodos teóricos também estão previstos em norma e, portanto, também podem ser utilizados.

### 3.1 Método teórico.

As equações utilizadas para o cálculo da capacidade de carga pela “Abordagem Geral para Solos Granulares” assim como a correlação utilizada para a obtenção do ângulo de atrito estão demonstradas a seguir. A capacidade de carga do solo  $Q_u$  é definida nos métodos teóricos através da Eq. (1):

$$Q_u = \left[ \int_0^L \tau_{s,u} \cdot U \cdot dz \right] + [q_{b,u} \cdot A_b] \quad (1)$$

Onde:

$q_{b,u}$  - tensões de ruptura na ponta da estaca;

$\tau_{s,u}$  - atrito lateral no fuste da estaca;

$A_b$  - área da ponta da estaca;

$U$  - perímetro da estaca;

$L$  - comprimento enterrado da estaca;

$dz$  - comprimento infinitesimal analisado.

Os valores de  $q_{b,u}$  são definidos, na Abordagem Geral para Solos Granulares, através das Eq (2):

$$q_{b,u} = N_q \cdot \sigma'_{v0} \quad (2)$$

Onde o  $\sigma'_{v0}$  é a tensão vertical efetiva no ponto analisado (ponta da estaca) e o fator  $N_q$  é função do ângulo de atrito do solo obtido através do ábaco de  $N_q$  x  $\phi$  resultante da pesquisa de diversos autores e apresentado na USACE (1991).

Uma vez que não foram retiradas amostras indeformadas do solo, utilizou-se ainda a correlação de Godoy (1983) para determinação do ângulo de atrito areia compacta através da Eq (3):

$$\phi = 28^\circ + 0,4N_{SPT} \quad (3)$$

Os ângulos de atrito nas profundidades de 30 cm e 70 cm foram  $29,4^\circ$  e  $32,3^\circ$ , respectivamente. Tais ângulos apresentam-se dentro do padrão para areias compactas e correspondem a fatores  $N_q$  de 25 e 32,3 respectivamente.

Já os valores de  $\tau_{s,u}$  são definidos através das Eq. (4):

$$\tau_{s,u} = K_s \cdot \sigma'_{v0} \cdot \tan \delta \quad (4)$$

Onde o coeficientes  $K_s$  adotado para estacas metálicas cravadas em solo compacto foi de 1 e o coeficiente  $\delta$  recomendado para estacas metálicas foi  $20^\circ$ .

Como o método teórico tem enfoque em tensões efetivas, os resultados de resistência tanto de ponta quanto por atrito lateral foram baixos. Na profundidade de 30 cm a resistência total prevista da estaca foi de 0,31 kN, enquanto que na profundidade de 70 cm a previsão foi de 1,28 kN

### 3.2 Métodos semi-empíricos

Os métodos semi-empíricos utilizados neste estudo foram às propostas de Aoki e Velloso (1975) e de Décourt e Quaresma (1978). Os valores de  $N_{SPT}$  utilizados nas equações abaixo foram os apresentados na Tabela 1.

A Eq. (5) representa a capacidade de carga última definida pelo método de Aoki e Velloso. No método de Aoki e Velloso,  $K$  e  $\alpha$  são constantes e valem, para areias, 600 kPa e 1,4% respectivamente (LAPROVITERA, 1988); os fatores F1 e F2 são funções do tipo de estaca e valem 2,4 e 3,4, respectivamente (BENEGAS, 1993; LAPROVITERA, 1988);  $N_B$  é a média entre o  $N_{SPT}$  da ponta da estaca um imediatamente inferior e outro superior e  $\Delta L$  corresponde ao intervalo do fuste, para este caso 10 cm.



$$Q_u = \left[ A_b \cdot \frac{K \cdot N_B}{F1} \right] + \left[ \sum \left( U \cdot \frac{\alpha \cdot K \cdot N_{SPT}}{F2} \cdot \Delta L \right) \right] \quad (5)$$

A Eq. (6) representa a capacidade de carga última definida pelo método de Décourt e Quaresma. No método de Décourt e Quaresma, Eq (6), o fator  $K$  vale 400 kPa para areias;  $\alpha$  e  $\beta$  são funções do tipo de solo e do tipo de cravação e, para estacas cravadas em areias, valem 1;  $N_S$  é a média dos valores de  $N_{SPT}$  ao longo do fuste, excluídos os utilizados no cálculo de  $N_B$  e  $L$  é o comprimento enterrado da estaca. Em ambos os métodos  $A_b$  corresponde à área da ponta da estaca e  $U$  ao perímetro.

$$Q_u = \left[ A_b \cdot \alpha \cdot K \cdot N_B \right] + \left[ U \cdot L \cdot \beta \cdot 10 \cdot \left( \frac{N_S}{3} + 1 \right) \right] \quad (6)$$

Os dois métodos apresentaram estimativas bem diferentes de capacidade de carga, sendo o de Aoki e Velloso o mais conservativo dos dois. Para a profundidade de 30 cm estimou-se para este método uma capacidade de carga total de 2,01 kN e para os 70 cm a carga prevista foi de 8,16 kN. Pelo método de Décourt e Quaresma as estimativas foram de 3,93 kN e 17,27 kN, aos 30 cm e 70 cm, respectivamente.

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 4.1 Resultado da prova de carga

Os resultados das provas de carga realizadas nas duas profundidades estudadas são apresentados na Figura 5. As duas provas de carga não apresentaram uma ruptura aparente, ou seja, quando o valor da resistência do solo não fica claramente evidenciado na curva carga x recalque. Para estes casos a NBR 6122 (ABNT, 2010) estipula um critério de ruptura definido pela equação:

$$\Delta r = \frac{P_r \cdot L}{A \cdot E} + \frac{D}{30} \quad (7)$$

Onde  $\Delta r$  é o recalque de ruptura convencional,  $L$  o comprimento enterrado da estaca,  $A$  a área da ponta,  $E$  o módulo de elasticidade da estaca (200 GPa),  $D$  o diâmetro do círculo circunscrito à estaca (12 cm) e  $P_r$  a carga de ruptura convencional. A intersecção da reta definida por esta equação com a curva de carga-recalque representa o valor de carga de ruptura. Como os comprimentos enterrados da estaca são muito pequenos, a reta, além de se manter quase constante, apresentou praticamente os mesmos valores para as duas profundidades.

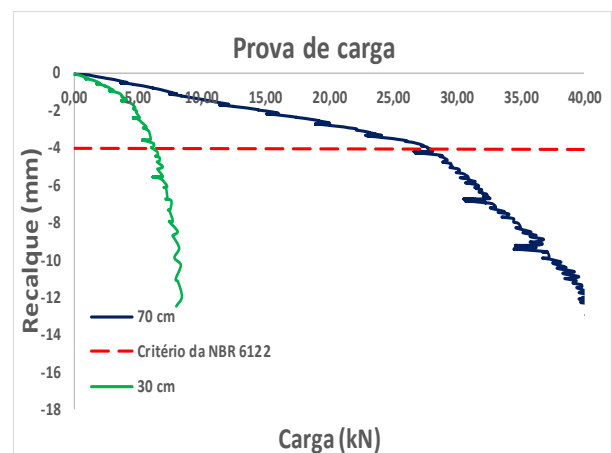


Figura 5: Resultados das provas de carga

A carga de ruptura nas profundidades de 30 cm e 70 cm foi de 6,15 kN e 27,86 kN, respectivamente. Conforme esperado, quanto maior a profundidade em que a estaca foi cravada maior sua capacidade de carga porém, os recalques da estaca foram semelhantes nas duas análises.

### 4.2 Comparação entre previsão e observação no modelo físico

A Tabela 2 apresenta o resumo dos valores de capacidade de carga da fundação obtidos com prova de carga estática e as

previsões deste valor estimado através dos três métodos analíticos estudados no presente trabalho.

Tabela 2: Resultados da capacidade de carga através dos métodos analíticos e da prova de carga para as diferentes profundidades

Capacidade de carga	30 cm	70 cm
Método Teórico	0,31 kN	1,28 kN
Décourt e Quaresma	3,93 kN	17,27 kN
Aoki e Velloso	2,01 kN	8,16 kN
Prova de carga	6,15 kN	27,86 kN

Em ambas as profundidades (30 cm e 70 cm) as provas de carga apresentaram valores de capacidade de carga do solo que superaram os valores previstos, tanto pelos métodos semi-empíricos quanto pelo método teórico. Dentre todas as previsões calculadas, o método de Décourt e Quaresma foi o que apresentou melhor concordância com os valores de capacidade de carga observados no modelo físico, enquanto que o método teórico foi o que apresentou as previsões mais distantes. Todos os métodos apresentaram valores de previsão menores do que a resistência real do solo, estando estes de maneira geral a favor da segurança.

Observa-se na Tabela 2 que os valores da medidos na prova de carga são cerca de 60% superiores (56,4% e 61,3% para o ensaio de 30 e 70 cm, respectivamente) aos previstos pelo método de Décourt e Quaresma. Apesar da grande diferença percentual apresentada acima, quantitativamente as diferenças entre as resistências medidas e previstas foram de pequenas: 2,22 kN e 10,59 kN para o ensaio de 30 e 70 cm, respectivamente. Estes valores são função dos baixos carregamentos impostos na fundação ensaiada no modelo físico.

Para o outro método semi-empírico estudado, Aoki e Velloso, os valores da resistência medidos na prova de carga são cerca de três vezes superior aos previstos para ambas as profundidades ensaiadas (Tabela 2).

De maneira geral, os dois métodos semi-empíricos estudados não apresentaram boa concordância com os valores medidos na prova de carga. Esta diferença entre os resultados, entretanto não pode ser atribuída apenas a não acurácia dos métodos, pois os mesmos dependem também das correlações de conversão dos valores de DPL em  $N_{SPT}$ .

Por fim, o método teórico, utilizando a Abordagem Geral para Solos Granulares, foi o que apresentou a pior previsão dentre os métodos estudados com valores medidos cerca de vinte vezes superior aos valores previstos com este método (Tabela 2). Os baixos valores de resistência apresentados pelo método teórico podem ser explicados pela grande dependência que o método tem aos valores de tensão efetiva que alimentam as equações. Assim, pequenas profundidades geram pequenas tensões efetivas (não comuns aos valores reais da prática) e, por conseguinte pequenos valores de resistência do solo. Outro ponto a ser observado são os valores do ângulo de atrito adotados e que não foram medidos no modelo físico. As incertezas apresentadas tanto nas correlações apresentadas por Godoy (1983) na Eq (4), quanto pelas correlações de conversão dos valores de DPL em  $N_{SPT}$ , podem explicar os valores bastante inferiores que o modelo teórico apresentou perante aos resultados da prova de carga.

## 5 CONCLUSÕES

O presente artigo apresenta a execução de provas de cargas estáticas em um modelo físico para o estudo do comportamento de fundações em estaca metálica instaladas em solo arenoso compacto. Os resultados observados na prova de carga foram confrontados com três métodos analíticos de previsão de capacidade de carga de fundações profundas.

Utilizando a correlações proposta por Badillo e Rodrigues (1976) entre DPL e  $N_{spt}$  os métodos analíticos de previsão apresentaram valores bastante conservativos

em relação os valores medidos no modelo físico. Dentre os métodos estudados verificou-se que Décourt e Quaresma foi o que apresentou melhor concordância com os resultados obtidos nas provas de carga, enquanto que o método teórico foi o que apresentou os piores valores de previsão.

Os resultados iniciais apresentados nesta pesquisa serviram não só para a avaliação do comportamento de estacas metálicas em solos arenosos, mas também para demonstrar a viabilidade da execução de provas de carga e outros estudos na área de geotecnia no tanque de modelos físicos do Laboratório de Geotecnia e Concreto da FURG.

### *Agradecimentos*

Os autores agradecem a Universidade Federal do Rio Grande - FURG pelo financiamento da bolsa de iniciação científica em pesquisa do aluno Luiz P. R. Oliveira através do Programa Institucional de Desenvolvimento do Estudante – PDE/PEM.

## **2. REFERÊNCIAS**

LAPROVITERA, H. (1988). Reavaliação de método semi-empírico de previsão da capacidade de carga de estacas a partir do Banco de Dados. Dissertação (Mestrado) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1988.

BENEGAS, H. Q. (1993). Previsões para a curva carga-recalque de estacas a partir de SPT.1993. Dissertação (Mestrado) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1993.

VELLOSO, D. A; LOPES, F, R; Fundações, 1ª Edição, São Paulo, Oficina de Textos, 2010.

BADILLO, E. J.; RODRIGUEZ, A. R. Mecanica del Suelos. Tomo I, 3ª Edição, México: Editorial Lumisa, 1976

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. (1975). An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: PAN AMERICAN CSMFE, 5., 1975, Buenos Aires. Proceeding Buenos Aires, v. 1

DÉCOURT, L; QUARESMA, A. R. (1978). Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: CBMSEF, 6., Rio de Janeiro. Anais. Rio de Janeiro, v. 1.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações, Rio de Janeiro, 2010;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 12131: Estacas – Prova de Carga Estática, Rio de Janeiro, 2006

CINTRA, J. C. A; AOKI, N, ALBIERO, J.H, Tensão admissível em fundações profundas, São Carlos, RiMa, 2003

USACE, US Army of Engineers. EM 1110-2-2906 - Design of Pile Foundation. 1991

RUVER, C. A; MACHADO, C. R; FERREIRA, R. S. Diferenças entre Fundações Tracionadas Rasas e Profundas, São Paulo, Brasil. Fundações e Obras Geotécnicas, p. 66-71, Setembro 2012a.

RUVER, C. A; FERREIRA, R, S; MACHADO, C, R. Comparação entre Provas de Carga de Fundações Rasas Tracionadas Executadas em Campo e em Laboratório. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA. São Paulo, Junho, 2012b.

## DOSAGEM DE MISTURAS QUENTE E MORNA COM USO DE MATERIAL ASFÁLTICO FRESADO

**Guilherme Beche Lopes**

Acadêmico de Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
guilherme.beche@ufrgs.br

**Douglas Martins Mocelin**

Mestrando em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
douglas.martins.m@hotmail.com

**Marlova Grazziotin Johnston**

Doutora em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
marlova.johnston@ufrgs.br

**Lélio A. T. Brito**

Doutor em Engenharia Civil. University of Nottingham  
lelio.brito@ufrgs.br

**Jorge A. P. Ceratti**

Professor do curso de Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
jorge.ceratti@ufrgs.br

**Resumo.** *O uso de material fresado em misturas asfálticas pode gerar benefícios financeiros e ambientais através do reaproveitamento de agregados e ligante asfáltico. O objetivo deste estudo é avaliar a viabilidade da produção de misturas asfálticas com incorporação deste material. Foram elaborados dois projetos de dosagem pela metodologia Marshall, com o uso de 30% de material fresado. O primeiro com o uso de misturas quentes, o segundo com misturas mornas. Para isso, foram moldados corpos de prova com diferentes teores de ligante asfáltico, buscando determinar o teor ótimo, cujos corpos de prova atinjam o volume de vazios de 4%. Posteriormente, realizou-se ensaio de resistência à tração e de módulo de resiliência para se aferir as propriedades mecânicas das misturas. O módulo de resiliência encontrado é consideravelmente acima da média, o que é explicado pela presença de ligante envelhecido e, portanto, mais rígido, na mistura, proveniente do material fresado.*

**Palavras-chave:** *Misturas Asfálticas. Misturas Recicladas. Fresagem.*

### 1. INTRODUÇÃO

A construção da camada de revestimento asfáltico representa uma alta fração no custo total de uma rodovia, materiais como agregados e ligante asfáltico são extremamente onerosos. Ao mesmo tempo, ao realizar-se manutenção e fresagem de camadas asfálticas preexistentes, toneladas de materiais nobres acabam muitas vezes sendo descartados.

A reutilização do material fresado em misturas asfálticas pode ser uma alternativa eficaz aos materiais tradicionais, pois, ao reduzir o uso de agregados e ligantes asfálticos virgens, e de mesmo modo, a quantidade de resíduos gerados pelo processo de recuperação de um pavimento, cria-se, um ciclo que otimiza o uso de recursos naturais, tornando mais sustentável a indústria da pavimentação (Copeland, 2011).

Os mesmos materiais utilizados para construir o sistema rodoviário podem ser utilizados para reparos, manutenção e até mesmo reconstrução dos pavimentos. Com o material se mostrando com qualidade apropriada para reutilização, isto pode gerar um grande impacto econômico, ambiental e também do ponto de vista tecnológico (WRIGHT, 2001).

É com o objetivo de reaproveitar esse material e diminuir o custo e o impacto da construção e manutenção de rodovias que este trabalho pretende estudar o comportamento do material fresado adicionada às misturas asfálticas quentes dosadas através do método Marshall.

O estudo pretende ainda, estudar a aplicabilidade desse material em misturas mornas, com o uso de um aditivo surfactante. As misturas mornas vêm sendo uma tendência uma vez que possuem vantagens por melhorar a trabalhabilidade da mistura durante o processo de compactação, além de grandes benefícios econômicos e ambientais por diminuir a temperatura de usinagem e redução da emissão de gases do efeito estufa.

Diversos autores, como Bernucci *et al.* (2008), citam métodos de dosagens para misturas asfálticas com material fresado em que mencionam o uso de agentes rejuvenescedores em sua composição, entretanto, neste estudo optou-se por inicialmente não utilizar nenhum agente rejuvenescedor, uma vez que eles representariam um aumento no custo total da mistura, o que iria contra os objetivos deste estudo.

## 2. OBJETIVO

O objetivo deste trabalho é avaliar a viabilidade de implementar o material fresado em substituição à materiais virgens em misturas asfálticas quentes sem uso de agente rejuvenescedor, com a finalidade de reduzir

custos e impactos ambientais causados pela exploração de novos materiais, analisando também a possibilidade da produção de misturas asfálticas mornas contendo material fresado.

## 3. MATERIAIS

Uma breve descrição dos materiais envolvidos neste estudo é dada a seguir.

### 3.1 Material fresado

Utilizou-se material fresado fornecido pela prefeitura de Porto Alegre. Este material é composto de 5% de ligante asfáltico do tipo 50/70.



Figura 1. Material fresado utilizado.

### 3.2 Ligante asfáltico virgem

O ligante asfáltico utilizado é do tipo 50/70 convencional (ANP 19, 2005), e foi escolhido por ser do mesmo tipo que o presente no material fresado.

### 3.3 Agregados virgens

Foram utilizados agregados de origem basáltica, provenientes de uma pedreira localizada no km 30 da BR-290, no município de Santo Antônio da Patrulha – RS.

## 4. METODOLOGIA

### 4.1 Estabilização granulométrica

Primeiramente, foi realizada a caracterização do material fresado através de granulometria e extração de ligante. De posse da granulometria do material fresado e juntamente com a granulometria dos agregados virgens, buscou-se enquadrar a curva granulométrica na Faixa C da norma do DNIT 031/2006 (camada de rolamento).

Assim, os agregados que compõem a mistura foram separados em 4 frações, sendo elas: fresado, fração 3/4, fração 3/8 e pó-de-pedra, nas proporções de 30%, 15%, 12% e 43%, respectivamente. A Figura 2, a seguir, apresenta a composição granulométrica da mistura.

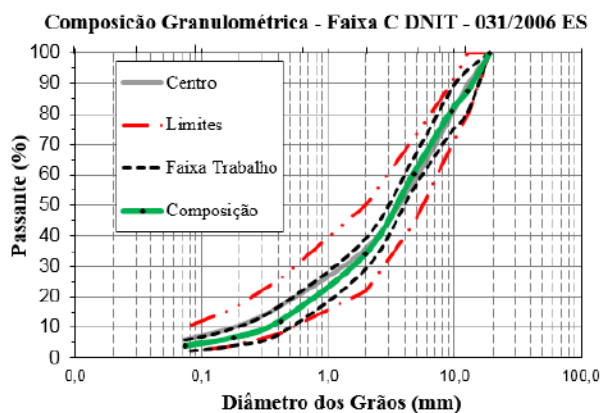


Figura 2. Estabilização granulométrica da mistura asfáltica.

### 4.2 Compatibilidade do ligante asfáltico

Para analisar a viabilidade da utilização deste tipo de ligante, realizou-se o ensaio de adesividade, através da norma ABNT NBR 6300/2009, a fim de observar a interação deste com os agregados. O resultado do ensaio foi satisfatório, conforme visualizado na fig. 3.



Figura 3. Ensaio de adesividade.

### 4.3 Moldagem dos corpos de prova



Figura 4. Corpos de provas compactados

Inicialmente, foram compactados 3 corpos de provas, através de 75 golpes por face, por um compactador mecânico, para cada teor de ligante adicionado, que variou de 3,5% a 5,5%, tanto para misturas quentes quanto para misturas mornas, totalizando 30 corpos de prova (fig. 4). Para a mistura morna, foi utilizado um teor de 0,4% de aditivo surfactante na mistura.

Para cada teor, foi realizado ensaio para obtenção da Densidade Máxima Teórica – Método Rice (ABNT NBR 15619, 2012) e volumetria de todos os corpos de provas a fim de determinar a massa específica aparente (ABNT NBR 15573, 2008).

De posse destes dados, é possível determinar o volume de vazios dos corpos de prova e, então, o teor ótimo de ligante, que é o



teor para o qual o volume de vazios seja de 4%. Posteriormente foi realizado ensaio de estabilidade e fluência, seguindo a Norma DNER-ME 043/95 nos 30 corpos de prova.

#### 4.4 Teor de ligante e correções

Para calcular o teor de ligante total na mistura, considerou-se não apenas o ligante virgem adicionado na mistura, como também o teor de ligante presente no material fresado. Para isso, foi utilizada a Eq. (1), deduzida a partir da definição de teor de ligante.

$$\%LT = \frac{\frac{\%LV}{1-\%LV} - \%TF * \%F}{1 + \frac{\%LV}{1-\%LV}} \quad (1)$$

Onde:

%LT=Teor de ligante total na mistura  
%LV=Teor de ligante virgem na mistura  
%TF=Teor de ligante do Fresado  
%F=Teor de fresado na mistura.

O teor de ligante do fresado foi determinado através de ensaio de extração de betume por forno de ignição Troxler (ASTM D6307/2010).

#### 4.5 Resistência a tração e módulo de resiliência

Após a elaboração do projeto, foram moldados novos corpos de prova, com o teor ótimo determinado de ligante, a fim de resultar em corpos de provas com 4% de vazios. Cada um dos corpos de prova foi submetido ao ensaio de resistência a tração (ABNT NBR 15087,2012) e a partir deste valor foi realizado ensaio de módulo de resiliência (DNIT 135/2010). Após o ensaio, todos os corpos de provas foram rompidos a fim de obter seu valor de resistência a tração.

## 5. RESULTADOS

Através da interpolação dos volumes de vazios pelo teor de asfalto é possível determinar que o teor onde há 4% de volume de vazios é de 5,0% de ligante asfáltico para a mistura quente, como apresentado na fig 5, valor que equivale a 3,7% de ligante asfáltico virgem na mistura.

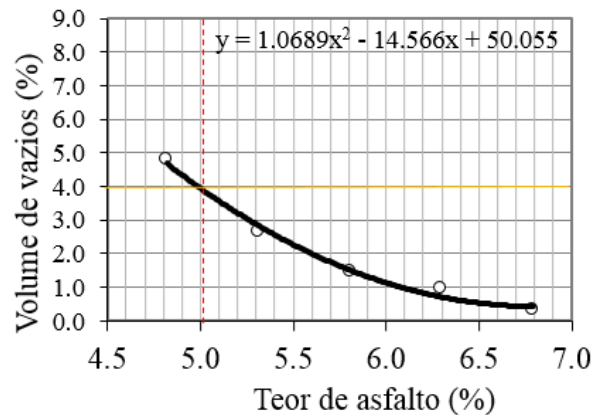


Figura 5. Volumes de vazios por teor de asfalto para a mistura quente.

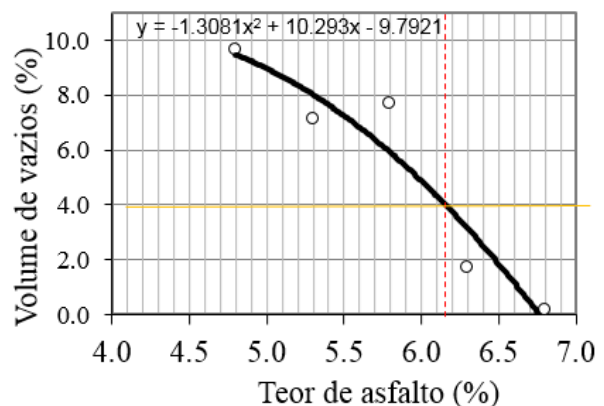


Figura 6. Volumes de vazios por teor de asfalto para a mistura morna.

Já para a mistura morna, o teor de ligante ótimo, no qual os corpos de prova apresentam o volume de vazios de 4%, é de 6,1%, o que equivale a 4,8% de ligante virgem (fig.6). Entretanto, é prudente observar que entre os teores de 5,8% e 6,3% há uma extrema

instabilidade, no volume de vazios para uma compactação mecânica de 75 golpes por face.

Os resultados de módulo de resiliência obtidos para a mistura quente, a partir da média de 3 corpos de provas, resultou em um valor de 9095 MPa, valor que pode ser considerado alto. O valor de resistência à tração, obtido para esta mesma mistura, foi de 2,02 MPa.

## 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Pela análise dos resultados, é possível perceber que para a mistura morna, o teor de ligante virgem de projeto foi consideravelmente maior quando comparado ao apresentado na mistura quente, e próximo ao teor de ligante total desta mistura.

Uma das hipóteses assumidas a partir dessa observação é de que por ser compactado a temperaturas mais baixas, o ligante asfáltico presente no material fresado não se comporta da mesma maneira nas misturas mornas, o que explicaria a necessidade de maior quantidade de ligante virgem nesta mistura.

Outra observação é em relação ao valor de módulo de resiliência elevado, e que pode ser explicado como consequência da presença de material fresado na mistura, que possui ligante asfáltico já envelhecido, proporcionando maior rigidez às misturas. Este resultado está de acordo com Segundo et al. (2016), que também prevê este efeito como consequência do emprego deste tipo de material.

Para pesquisas posteriores, também é interessante contabilizar o ganho financeiro que tanto o uso do fresado quanto da mistura morna podem propiciar, e com isso determinar qual é a opção economicamente mais vantajosa.

### *Agradecimentos*

Os autores agradecem ao Programa Especial de Treinamento em Engenharia

Rodoviária – PETER e à toda a equipe do Laboratório de Pavimentação da UFRGS pelo suporte, orientação e colaboração ao longo do desenvolvimento deste projeto.

## 7. REFERÊNCIAS

ABNT NBR 6300 – **Determinação da resistência à água (adesividade) em agregados graúdos.** Associação Brasileira de Normas técnicas, Rio de Janeiro, 2009.

ABNT NBR 15087 – **Determinação da resistência à tração por compressão diametral.** Associação Brasileira de Normas Técnicas. 2012.

ABNT NBR 15573 – **Determinação da massa específica aparente de corpos-de-prova compactados.** Associação Brasileira de Normas técnicas, Rio de Janeiro, 2008.

ABNT NBR 15619 – **Misturas asfálticas - Determinação da densidade máxima teórica e da massa específica máxima teórica em amostras não compactadas.** Associação Brasileira de Normas técnicas, Rio de Janeiro, 2012.

ASTM D6307-05 – **Standard Test Method for Asphalt Content of Hot-Mix Asphalt.** American Society for testing and Materials, 2010

ANP – Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis. Resolução ANP nº 19 de 25 de julho de 2005. Disponível em: <http://www.anp.gov.br/wwwanp/rodada-legislacao/qualidade> Acesso em 12 de março de 2017.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação asfáltica: Formação básica para engenheiros.** Rio de Janeiro, 2008

COPELAND, A. **Reclaimed asphalt pavement in asphalt mixtures: State of the practice.** Federal highway administration. *Publication no. FHWA-HRT-11-021.* 2011.

DNER-ME Norma 043/95 – **Misturas betuminosas a quente – Ensaio Marshall.** Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, 1995.

DNIT 031/2006 – **Pavimentos flexíveis – Concreto Asfáltico – Especificação de serviço.** Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2006.

DNIT 135/2010 – **Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas- Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio.** Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2010.

NASCIMENTO, M. V.; **Estudo do comportamento mecânico de misturas asfálticas recicladas.** 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental): Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande PB, 2011.

SEGUNDO, I. G. R.; BRANCO, V. T. F. C.; VASCONCELOS, K. L.; HOLANDA, A. S.; **Misturas asfálticas recicladas a quente com incorporação de elevado percentual de fresado como alternativa para camada de módulo elevado.** *Transportes*, v. 24, n.4 (2016), p. 85-94

WRIGHT, JR. F., **FHWA Recycled Materials Policy,** Federal Highway Administration, Washington, DC. 2001. <http://www.fhwa.dot.gov/legregs/directives/policy/recmatpolicy.htm>. Site acessado em 12 de março de 2017.

## ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA ADIÇÃO DE CAL DE CARBURETO EM MISTURAS ASFÁLTICAS

**Junior Rodrigo Vicenzi**

*Acadêmico do curso de Engenharia Civil, UFRGS/LAPAV*  
juniorvicenzi02@gmail.com

**Prof. Lélío A. T. Brito**

*PhD em Engenharia Civil pela Universidade de Nottingham, UFRGS/LAPAV*  
lelio.brito@ufrgs.br

**Prof. Jorge A. P. Ceratti**

*Doutor em Engenharia Civil pela COPE/UFRJ, UFRGS/LAPAV*  
jorge.ceratti@ufrgs.br

**Resumo.** Nesta pesquisa, buscou-se inserir em mistura asfáltica uma cal de característica residual: a cal de carbureto, um rejeito proveniente do processo de obtenção do gás acetileno. Adicionando-se 2% dessa cal sobre a massa total de agregados secos, buscou-se analisar as mudanças proporcionadas nas propriedades mecânicas como Resistência à Tração por compressão diametral, Módulo de Resiliência e Resistência à Deformação Permanente, além da adesividade entre ligante e os agregados através do ensaio de Dano por Umidade Induzida. Para medir a eficiência da cal de carbureto nesses testes, produziu-se três misturas sob mesmas condições: uma mistura sem utilização de cales; outra com utilização de cal dolomítica, que comprovadamente melhora o desempenho do concreto asfáltico (CA) nesses aspectos; e por fim uma com cal de carbureto. Ao fim pode-se notar que a incorporação desse resíduo em misturas asfálticas gera resultados satisfatórios, sendo por vezes superior que os resultados obtidos com cales comerciais.

**Palavras-chave:** Cal de carbureto. Cal. Concreto asfáltico.

### 1. INTRODUÇÃO

A questão ambiental vem se tornando tema recorrente nos foros nacionais e internacionais, estando atualmente presente na opinião pública e sendo a diretriz na utilização de novos produtos e serviços na área industrial e comercial voltados para a sustentabilidade. É nessa corrente de pensamento que essa pesquisa utilizou um resíduo da obtenção do gás acetileno: a cal de carbureto. Uma cal alternativa, com composição mais grosseira que as cales comerciais, porém com grande potencial para melhorar a performance de CA.

A utilização de cal hidratada em misturas asfálticas não é recente. Desde a década de 1970 nos Estados Unidos com o advento da crise do petróleo, a cal passou a ser muito estudada e aplicada em revestimentos asfálticos com o fim de melhorar a adesividade entre agregado e betume. Com o passar do tempo, percebeu-se que a cal hidratada era um aditivo multifuncional que melhora a durabilidade das misturas. (LITTLE et al., 2006).

Segundo Eula (2010), ao ser adicionada, a cal hidratada reage com os agregados, fortalecendo o vínculo entre estes e o ligante asfáltico. Ao mesmo tempo

que trata os agregados, a cal também reage com as moléculas fortemente polares do ligante, inibindo a formação de sabões solúveis em água, que causam deslocamentos. Como resultado dessa forte interação dos integrantes da mistura, tem-se ganhos na resistência à umidade, envelhecimento e propriedades mecânicas.

## 2. OBJETIVO

Investigar a possibilidade de se produzir CA de elevado desempenho e durabilidade por meio da incorporação de cal de carbureto. Tal investigação deu-se através da realização de ensaios laboratoriais como Dano por Umidade Induzida, Módulo de Resiliência, Resistência à Tração e Resistência à Deformação Permanente.

## 3. MATERIAIS

A cal de carbureto utilizada nessa pesquisa é proveniente de uma empresa situada no município de Esteio-RS, onde são geradas aproximadamente 2160 toneladas por ano de cal de carbureto (SALDANHA, 2014). A cal de carbureto possui alto potencial devido a sua alcalinidade, sendo que apesar disso, por muitas vezes é destinada a aterros industriais. Utilizou-se também nesta pesquisa cal dolomítica para fins comparativos.



Figura 1: Cal de carbureto utilizada na pesquisa.

Para o desenvolvimento do estudo foram utilizados agregados de origem basáltica, retirados de uma pedreira localizada próxima à BR-290, no município de Santo Antônio da Patrulha - RS. A granulometria dos agregados utilizados se enquadrava na faixa C do DNIT. O ligante asfáltico utilizado nas misturas foi o CAP (cimento asfáltico de petróleo) convencional, CAP 50-70, cedido pela empresa Greca Asfaltos.

## 4. METODOLOGIA

### 4.1 Obtenção das misturas asfálticas

Para a realização da pesquisa foram utilizadas três misturas asfálticas:

*Mistura 1:* sem inserção de cales (mistura de referência);

*Mistura 2:* inserção de 2% da massa de agregado seco de cal dolomítica;

*Mistura 3:* inserção de 2% da massa de agregado seco de cal de carbureto.

Para a mistura 2 e mistura 3, foi usado um projeto que seguiu a metodologia Marshall de dosagem (DNER-ME 043/95). A percentagem de cal utilizada (2%) seguiu recomendações do DNIT e normas norte-americanas. Como resultado da dosagem obteve-se um teor ótimo de ligante de 5,3% da massa total da mistura asfáltica.

Conforme Bock (2012), para a mistura 1 realizou-se nova dosagem seguindo a metodologia Marshall, em que se substituiu os 2% de cal da mistura 2 por pó de pedra e manteve-se as demais distribuições. Como resultado, o teor ótimo de ligante para esta mistura foi de 5,5% da massa total da mistura asfáltica.

### 4.2 Procedimentos laboratoriais

**Resistência à Deformação Permanente.** Deformações permanentes ocorrem em pavimentos quando a carga exercida pelo tráfego excede o limite plástico do

revestimento. Nesta pesquisa foi utilizado o ensaio uniaxial de carga repetida para prever o comportamento das misturas asfálticas frente a essa patologia, sendo usado o parâmetro *Flow Number* para avaliar a deformação permanente das misturas.

O método em questão segue a norma ABNT NBR 1650 e consiste na aplicação de carregamentos compressivos repetidos em amostras de CA cilíndricas, em que cada ciclo de carga é constituído de pulso de carga, seguido por período de repouso. A deformação permanente vertical uniaxial acumulada é obtida ao final de cada período de repouso, sendo determinada por meio de dois transdutores de medida de deslocamento axial fixados diretamente na parte central da superfície lateral do corpo de prova. Os ensaios foram realizados numa prensa modelo *MTS 810 UTM Test System*.



Figura 2: Imagens externas e internas da prensa *MTS 810 UTM Test System*.

Os resultados dos ensaios são obtidos através da deformação permanente acumulada como uma função do número de ciclos de carga. Durante a realização do ensaio obtém-se a curva Deformação permanente *versus* Número de Ciclos. Esta curva pode ser dividida em três zonas: primária, secundária e terciária, conforme mostrado na figura 1. O número de ciclos da segunda para a terceira zona (ponto em que começa a ocorrer cisalhamento constante) é definido como *Flow Number*.

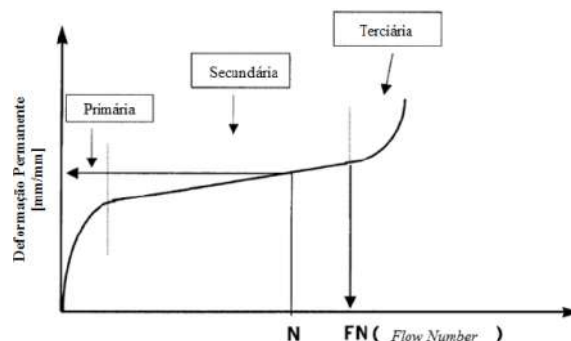


Figura 3: Típica relação entre total cumulativo deformação permanente plástica e ciclos de carregamento.

Foram produzidos para o ensaio três amostras cilíndricas com diâmetro de 10 cm e altura variável (~14,9 cm) para cada mistura. Essas amostras foram condicionadas a uma temperatura de 60°.

#### **Resistência à tração por compressão diametral (RT).**

O ensaio de RT segue a norma ABNT NBR 15087 e consiste na aplicação de uma carga estática de compressão distribuída ao longo de duas diretrizes opostas, com o objetivo de criar tensões através do diâmetro horizontal. A velocidade de avanço do carregamento é de 0,8 mm/s.

As amostras produzidas apresentavam diâmetro de 10,2 cm e altura variável (~6,45) e foram submetidas a um condicionamento de 25 °C.

#### **Módulo de Resiliência (MR).**

O MR é a razão entre tensão de tração e a correspondente deformação específica recuperável, quando o concreto asfáltico (CA) é submetido a carregamentos cíclicos de curta duração. Este é um importante parâmetro no dimensionamento dos pavimentos.

Para a obtenção do MR utilizou-se o método de ensaio DNER-ME 133-94. A partir da aplicação de um carregamento repetido pulsante por um pistão, a amostra sofre deformações horizontais, que são medidas através de um LVDT, ligado a um microcomputador. O coeficiente de Poisson foi fixado em 0,3.





Figura 4: Equipamento para ensaio de Módulo de Resiliência.

Para o ensaio, produziu-se amostras com 10,2cm de diâmetro e altura variável (~6,5 cm) que foram condicionadas a 25° C.

**Dano Por Umidade Induzida (DUI).** O ensaio de DUI, norma ABNT NBR 15617, permite estimar o deslocamento da película de ligante do agregado nos CA.

Neste ensaio, são produzidos dois grupos com três amostras para cada mistura. Um dos grupos é submetido a um condicionamento com saturação com água (55% a 80%), congelamento (por 16 horas) e imersão em água a 60°C (por 24 horas).

Após isso, os dois grupos são submetidos a 25°C por 2 horas, sendo posteriormente submetidos ao ensaio de RT.

Posteriormente, é feita a razão simples entre a resistência à tração das amostras não condicionadas e amostras condicionadas: RRT - resistência à tração retida por umidade induzida. Segundo a norma, apenas RRT acima de 70% é considerada satisfatória.

## 5 RESULTADOS

### 5.1 Resistência à Deformação Permanente

Na Fig. 5 abaixo tem-se as curvas de deformação permanente *versus* o número de ciclos obtidos. Como citado anteriormente, estas curvas podem ser divididas em três zonas. O número de ciclos da segunda zona

para a terceira (ponto em que começa a ocorrer cisalhamento) é definido como Flow Number (FN).

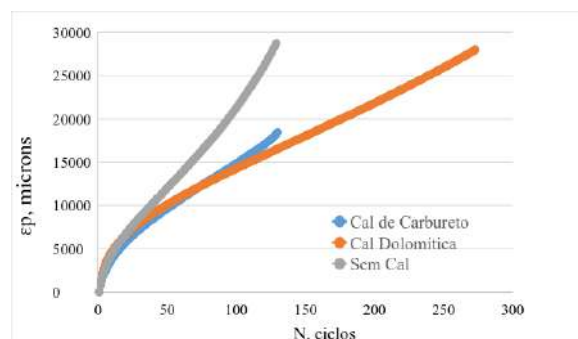


Figura 5: Representação das curvas médias de deformação permanente *versus* número de ciclos de cada mistura do ensaio.

Tabela 1: Resumo do Flow Number médio encontrado para cada mistura.

Mistura Asfáltica	Flow Number, médio - ciclos
Sem Cal	60
Cal Dolomítica	96
Cal de Carbureto	156

Conforme a Tabela 1, a mistura com cal de carbureto atingiu os melhores valores médios de FN. Isso significa que dentre as três misturas citadas, a com cal de carbureto proporciona uma maior resistência à deformação permanente.

### 5.2 Resistência à tração por compressão diametral

Tabela 2: Resultados médios RT.

Mistura asfáltica	RT (MPa)
Sem Cales	0.85
Cal Dolomítica	0.93
Cal de carbureto	1.03

Conforme os resultados da Tabela 2, constatou-se que a incorporação das cales nas misturas proporcionou um significativo aumento na RT. A cal de carbureto promoveu um aumento de 21% em relação à RT da mistura referência (sem cal), enquanto a cal dolomítica promoveu um aumento de 9%.

### 5.3 Módulo de Resiliência

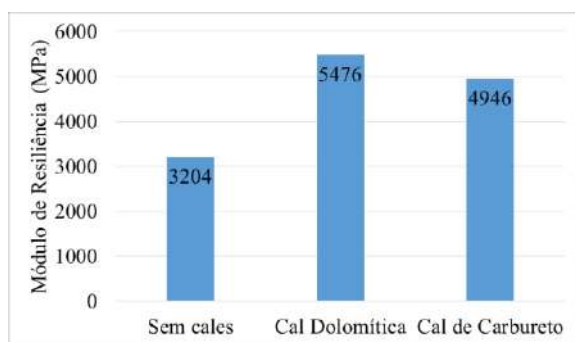


Figura 6: Resultados médios de Módulo de Resiliência em MPa.

Analisando-se a Fig. 6, observa-se que a mistura com cal de carbureto proporcionou um aumento de 54% no MR em relação a mistura sem cales. Já a mistura com cal dolomítica retornou um aumento de 71% em relação à mistura de referência.

### 5.4 Dano Por Umidade Induzida

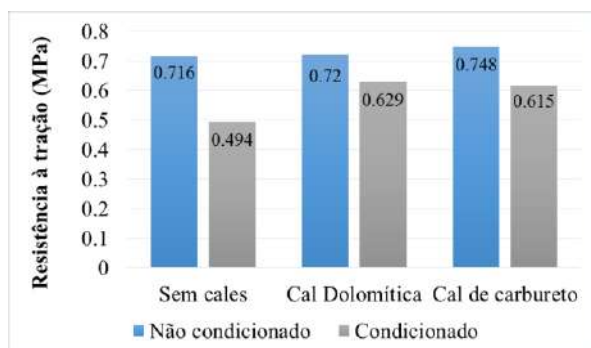


Figura 7: Resistência à tração média das amostras no ensaio de DUI.

Tabela 3: RRT de cada mistura.

Mistura asfáltica	RRT
Sem Cales	68.99%
Cal Dolomítica	87.36%
Cal de carbureto	82.22%

Conforme a Tabela 3, a mistura sem cales não atingiu a RRT de 70% especificada pela norma, sendo considerada insatisfatória. Já a mistura com cal de carbureto e a mistura com cal dolomítica tiveram RRT altas, sendo consideradas pela norma com desempenho satisfatório.

### 6. CONCLUSÕES

A partir dos resultados obtidos, pode-se concluir que a mistura asfáltica com inserção de cal de carbureto apresentou relativos ganhos nas propriedades mecânicas analisadas. Como pôde ser observado, o resíduo em questão proporcionou um aumento compatibilizado de rigidez e resistência, o que remete, segundo a literatura, a configurações de elevado desempenho e durabilidade. Além disso, a cal de carbureto proporcionou relevante acréscimo RRT, o que representa em termos práticos uma melhor adesividade entre ligante e agregado no CA.

Vale também ressaltar que as misturas com cales exigiram uma pequena percentagem de ligante asfáltico menor que a mistura sem cales, o que em grandes proporções pode representar um ganho econômico.

### Agradecimentos

Quero agradecer antes de tudo a minha família que me apoiou incondicionalmente em todos meus projetos e decisões. Estendo meu agradecimento a toda equipe do Laboratório de Pavimentação da UFRGS (LAPAV), especialmente às mestrandas Natalia Guterres Mensch e Larissa Montagner de Barros que não mediram esforços para viabilizar a conclusão deste trabalho.

### 7. REFERÊNCIAS

LITTLE, D. N.; J. A.; SEBAALY, P. E. **The Benefist of hydrated Lime in hot mix asphast.** Report for National Lime Association, 2006. 80 p.

BOCK, André Luiz. **Efeitos da incorporação de cal hidratada em concretos asfálticos elaborados com ligante convencional e modificado.** Porto Alegre: PPGEC/ UFRGS, 2012.

SALDANHA, Rodrigo Beck. **Misturas cinza volante e cal de carbureto: comportamento da resistência à compressão simples para cura acelerada.** LUME/UFRGS, Porto Alegre, 2014.

BERUCCI, L. B.; MOTTA, L. M.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação asfáltica: Formação para Engenheiros.** Rio de Janeiro, 2006. 287-332 p.

DE BARROS, L. M. **Deformações Permanente de Revestimentos Asfálticos com Diferentes Ligantes: comparação de desempenho através do parâmetro flow number.** Porto Alegre: DECIV/EE/UFRGS,2014.

EULA - European Lime Association. **Hydrated lime: a proven additive for durable asphalt pavements. Critical literature review.** Report to the European Lime Association /Asphalt Task Force. September, 2010.

## ESTUDO DA PERMEABILIDADE DE SOLO LOCAL PARA UTILIZAÇÃO EM LINER DE ATERRO DE RESÍDUOS SÓLIDOS

**Bruno Susin**

Engenheiro Civil  
bruno@terraservice.com.br

**Matheus A. de Brito**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil da Universidade de Caxias do Sul  
matheus@terraservice.com.br

**Nerio J. Susin**

Geólogo  
nerio@terraservice.com.br

**Pedro Susin**

Acadêmico do curso de Geologia da Universidade do Vale dos Sinos  
pedro@terraservice.com.br

**Pedro V. T. Costa**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil da Universidade de Caxias do Sul  
pedrovitor@terraservice.com.br

**Virgínia Viganó**

Engenheira Ambiental  
virginia@terraservice.com.br

**Resumo.** *A geração de resíduos sólidos é uma consequência inerente da atividade humana. Atualmente, os aterros apresentam-se como uma alternativa ambientalmente adequada à disposição final de resíduos sólidos. Todavia, o projeto de um aterro exige o cumprimento de critérios de ordem técnica e legal, que envolvem a sua localização. O município de Caxias do Sul define em seu plano diretor uma área à nordeste do centro da cidade que possui a finalidade de abrigar este tipo de equipamento urbano. Este trabalho avalia a qualidade do solo local, quanto às suas propriedades geotécnicas, a fim de comprovar o seu uso potencial em aterros de resíduos sólidos como camada de impermeabilização.*

**Palavras-chave:** *Permeabilidade. CCL. Liner.*

### 1. INTRODUÇÃO

A explosão demográfica do período pós segunda guerra mundial, o forte processo de industrialização impulsionado pelo fordismo e a evolução do marketing e publicidade resultaram no crescimento do consumo. O consumismo exacerbado aliado à obsolescência programada resultaram em grandes montantes de resíduos gerados nas últimas décadas.

Embora existam diversas tecnologias disponíveis no mercado, possibilitando a reutilização, a reciclagem e o tratamento dos

resíduos sólidos, a geração de materiais inservíveis ao homem sempre irá existir, pois as soluções para a destinação se esgotam em seus limites técnico-econômicos (AZAMBUJA, 2007). Todo esse material inutilizado deve ser disposto de maneira apropriada, visando a manutenção da saúde pública e o cuidado com o meio ambiente. Nessa linha, o aterro de resíduos, quando apropriadamente projetado e executado, se apresenta como um importante elemento de manutenção e preservação do meio ambiente nas cidades do Brasil, sendo uma das opções mais viáveis em termos econômicos, técnicos e sociais para a destinação dos rejeitos oriundos dos diversos processos desenvolvidos pelo homem no Brasil.

Todas as cidades possuem regiões dedicadas em que os governos instalam equipamentos públicos como penitenciárias ou aterros de resíduos, essas regiões são eleitas levando-se em consideração diversos fatores como: o preço das terras, a densidade demográfica do entorno, a regulamentação do uso do solo, características geológicas, entre outros. O município de Caxias do Sul apresenta em seu plano diretor uma área à nordeste do centro da cidade dedicada às questões supracitadas, nessa região do município já estão instalados dois aterros de resíduos sólidos e uma penitenciária.

A área de estudo está localizada em zona definida pelo Plano Diretor Municipal elaborado em 2007, como “área de interesse para saneamento”. Em 2 de Agosto de 2010 foi criada a Lei nº 12.305 (Política Nacional de Resíduos Sólidos), estabelecendo diretrizes para destinação final de resíduos. O município de Caxias do Sul se adequou a esta nova política criando o Aterro Municipal de Resíduos em 2009 (localizado dentro da área de estudo).

É realizado um breve levantamento geológico dessa região dedicada ao saneamento e são avaliadas as propriedades geotécnicas dos solos locais a fim de avaliar qualitativa e quantitativamente o material local

para a sua utilização na construção de aterros de resíduos. Dessa forma, fundamentando tecnicamente futuros estudos de viabilidade para implantação de aterros de resíduos nessa região.

## 2. GEOLOGIA REGIONAL

Este capítulo visa caracterizar a geologia da área por meio de pesquisa bibliográfica e campanhas de campo, partindo de uma visão geral para um detalhamento de características geológicas, correlacionando-as a características geotécnicas de interesse para locação de aterros.

As rochas da área de estudo estão inseridas na Bacia do Paraná, Formação Serra Geral, Membro Palmas, Fácies Caxias e Várzea do Cedro. A coloração das rochas varia de cinza claro, castanho avermelhado a preto, com textura tipo “sal e pimenta”, hipohialina a hohialina (*pitchstone*), normalmente afanítica podendo conter fenocristais de plagioclásio com intercrescimentos de outros minerais, sendo mais comum microfenocristais em formato de resfriamento rápido (NARDY, MACHADO E OLIVEIRA, 2008).

De acordo com a bibliografia as rochas ácidas de topo de derrame presentes em Caxias do Sul possuem características específicas que permitem as distinguir em campo. Algumas destas feições como autobrechas (com blocos angulares, amigdalóides ou vesiculares, imersos em matriz normalmente afanítica), a falta de estrutura cristalina e presença de bandas de fluxo e bandas de alteração, contribuem para a formação de solos plásticos que podem conter argilominerais expansivos e ser de interesse à área de geotecnia.

A área de estudo se localiza a NE da área urbana de Caxias do Sul, próximo à divisa com São Francisco de Paula, a norte da RS-453. Dentro da Bacia do Paraná, que recobre praticamente toda a região meridional do Brasil, áreas orientais do Paraguai, ocidentais do Uruguai, e norte da Argentina (BORSATTO 2011, *apud* NARDY; MACHADO;

OLIVEIRA; 2008) descrita como uma grande bacia intercratônica, preenchida por rochas sedimentares e vulcânicas, sua origem está intimamente ligada a atividade distensiva consequente do rifteamento de Brasil e África, gerando vulcanismo do tipo fissural com afiliação geoquímica e litológica bimodal (Basaltos alto  $TiO_2$  e Riólitos e baixo  $TiO_2$ ).

Durante a revisão bibliográfica e nas etapas de pré campo, adotou-se as descrições litológicas presentes no Mapa Geológico do Rio Grande do Sul, realizado pela CPRM (Figura 01), englobando rochas da Formação Serra Geral, fácies Caxias e Várzea do Cedro. O Quadro 01 apresenta a descrição de cada fácies, segundo Mapa Geológico do Rio Grande do Sul.



Figura 01 - Pontos de amostragem  
Fonte: Adaptado de CPRM (2003).

Quadro 01 - Descrição e identificação das rochas presentes na área de acordo com Mapa Geológico do Rio Grande do Sul

Formação	Fácies	Descrição
Serra Geral	Várzea do Cedro	Derrames vitrofíricos pretos tipo <i>pitchstone</i> , textura de fluxo e autobrecha são frequentes.
	Caxias	Derrame de composição intermediária a ácida, textura microgranular a vitrofírica, podendo haver esferulitos, é comum forte disjunção tabular no topo, com porção central maciça. Dobras de fluxo e autobrechas ocorrem regularmente

Fonte: CPRM (2003).

Salienta-se aqui a semelhança de características entre as fácies citadas no Quadro 01, dificultando o reconhecimento de contanto gradual ou abrupto entre as mesmas. No intuito de interpretar em escala de detalhe as texturas e estruturas encontradas em campo, optou-se por utilizar trabalhos de mapeamento geológico-geotécnico de Bressani *et. al.* (2005) e Borsatto (2011), porém tal mapeamento não atinge a área alvo de estudo sendo utilizado em conjunto com dados de Fumagalli (2015), Nardy, Machado e Oliveira (2008), e Selmo (2014), como balizadores das descrições.

## 2.1 Geologia local

A formação Serra Geral, recobre toda a parte norte do Rio Grande do Sul, ocorrendo de forma genérica na área alvo, aflorando comumente em cortes de estrada.

Se tratando das rochas vulcânicas, Bressani *et. al.* (2005) diz:

“...baseando-se em estudos geoquímicos, as ácidas da região foram classificadas como vulcânicas do tipo Palmas e as



básicas designadas como tipo Gramado (BELLIENI *et. al.*, 1989, PEATE *et. al.* 1992), na região do município de Caxias do Sul predomina o tipo Palmas como litologia aflorante, recebendo localmente a denominação de Unidade Caxias.”

características tanto pedológicas como litológicas mais marcantes para reconhecimento em campo (Quadro 02).

Segundo o mesmo trabalho, adotou-se a seguinte coluna estratigráfica (alterada), com um detalhamento de cada unidade e suas

Quadro 02 - Coluna estratigráfica de Caxias do Sul com as respectivas texturas descritas na bibliografia, e em campo, para cada litologia

Período	Unidade litoestratigráfica	Rocha	Solo	Espessura	Texturas	
Cretáceo inferior	Formação Serra Geral	Tipo Caxias	Dacito Ana Rech	Ana Rech	70m	Segundo Bressani <i>et. al.</i> (2005), tabularidade de derrames e horizonte B incipiente em solos
			Vitrófiro Forqueta	Vitrófiro Forqueta	170m	De acordo com Bressani <i>et. al.</i> (2005), sutil bandamento de fluxo verticalizado associado a autobrechas e abundância de vesículas
			Dacito Caxias/Carijó	Caxias/Carijó		Conforme Bressani <i>et. al.</i> (2005), aspecto maciço, com diaclasamento vertical e/ou horizontal, com estratos tabulares sub-horizontais na base de 5 a 30cm e textura “Sal e pimenta” (SELMO, 2014)
			Dacito Canyon	Canyon	70m	Segundo Bressani <i>et. al.</i> (2005) e Selmo (2014) autobrechas, pitchstone, bandamento de fluxo magmático
			Dacito Galópolis	Galópolis	70m	

Fonte: Adaptado de Bressani *et. al.* (2005)

Foi realizada uma campanha em campo de reconhecimento de solos e rochas. Devido à dificuldade de acessar áreas vizinhas das principais estradas da região, foram descritos cortes de estrada com características da fácies Várzea do Cedro, como, lentes de *pitchstone* com faturamento conchoidal, alta densidade de geodos em alguns pontos, blocos de aspecto vesicular e amigdaloidal alterados e imersos em matriz afanítica (autobrecha).

### 3. SOLO LOCAL

Basicamente toda grande estrutura construída pelo homem se apoia e tem interface direta com o solo, além de ser utilizado como matéria prima. Daí a importância do seu estudo quanto a sua gênese, distribuição e propriedades físicas, químicas e estruturais.

Em função do baixo custo e de suas características intrínsecas, o solo como matéria prima, é empregado largamente na construção de aterros de resíduos sólidos. Em sua própria definição, independentemente do seu arranjo, o aterro de resíduos sólidos faz uso de materiais naturais, de origem mineral e local, para a sua construção. Para a adequada utilização deste solo na construção do aterro é necessário à sua análise geotécnica.

Na área de estudo o solo local é residual, em campo a granulometria descrita é argilo-siltosa, são solos plásticos a pouco plásticos, coesivos e normalmente com baixa permeabilidade, de características normalmente homogêneas, em concordância com Mapa Geológico do Rio grande do Sul (CPRM, 2003) e as texturas descritas para cada fácies (Quadro 01), os solos na região por possuem textura de fluxo tendem a se alterar quimicamente mais rápido, assim como Borsatto (2011) descreve.

#### 3.1 Camadas de impermeabilização

A impermeabilização de fundo de um aterro de resíduos tem a função de reter, obstruir ou reduzir a percolação de poluentes

para o solo e para aquíferos. Uma das propriedades estudadas quanto a percolação e infiltração em solos é a permeabilidade.

O sistema de impermeabilização de fundo de um aterro pode ser composto por diversos materiais naturais ou pré-fabricados dispostos em camadas, sendo elas de regularização, drenantes e impermeabilizantes, também denominadas de *liners*. Essas camadas podem ser compostas por geossintéticos, como geomembranas, por camada de solo compactado (CCL) ou o mais usual por uma combinação dos mesmos, muitas vezes utilizando-se de geotêxtil como proteção da geomembrana.

Segundo Boscov (2008) existem várias configurações de *liners* apresentadas por pelas normas e legislações de vários países, como pode ser observado na Figura 02.

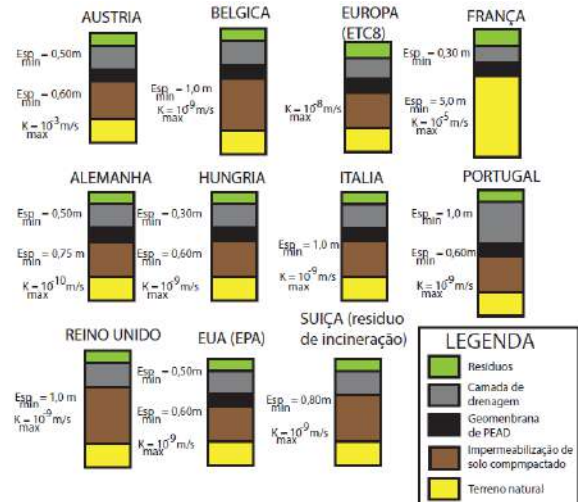


Figura 02 - Impermeabilização de fundo de aterros regulamentadas em diversos Países  
Fonte: Ferrari (2005).

Os sistemas compostos vêm apresentando-se como a melhor solução de proteção das camadas de subsolo e dos aquíferos. Segundo Boscov (2008), as principais vantagens do uso deste sistema são:

- Redução da condutividade hidráulica;
- Facilitação do fluxo direção ao sistema de coleta do percolato;

- Prevenção contra problemas decorrentes da falta de compatibilidade entre percolado e solo;
- Proteção contra trincas de secagem, característica das argilas lateríticas.

### 3.2 Camadas de solo compactado (CCL)

Em sistemas compostos a camada de solo tem como função a regularização do terreno e servindo como superfície de suporte para a geomembrana, por apresentar uma interface lisa e resistente, funciona como uma segunda camada de impermeabilização caso ocorra danos na geomembrana. Em locais onde o nível d'água for profundo, e o solo apresentar propriedades como alta capacidade de retenção de poluentes, condições hidrológicas favoráveis e espessas camadas de solo de alteração, o CCL pode ser utilizado como camada única de impermeabilização.

Em ambos os casos a camada de solo compactado é fundamental para o alto desempenho do aterro de resíduos. Para que as camadas funcionem e atendam às exigências legais é necessária que sejam executadas com alto rigor e controle de qualidade.

O CCL deve apresentar permeabilidade baixa, alta capacidade de suporte devido ao peso dos resíduos, baixa compressibilidade, além de alta retenção dos poluentes. Os cuidados para se obter tais propriedades devem ser tomados desde a escolha do material (argila) que será utilizado na camada e no alto controle de qualidade na execução da camada, pois as condições climáticas, geológicas e executivas podem influenciar na qualidade da camada. A permeabilidade, um dos principais fatores que influencia na qualidade da camada pode ser interferido pela energia de compactação e o teor de umidade do solo.

O controle de qualidade pode ser feito através de testes de permeabilidade de campo, ou até mesmo de ensaios que o correlacionam de modo confiável. Salienta-se que os ensaios utilizados devem, quando possível, serem

rápidos e eficazes, dando mais dinamismo a obra em questão.

A NBR 13.896 (ABNT, 1997) define impermeabilização como a deposição de camadas de materiais naturais ou artificiais, que impeça ou reduza substancialmente a infiltração de água no solo dos líquidos percolados através da massa de resíduos. Esta norma ainda estabelece algumas diretrizes: que no local a ser implantado o aterro haja uma extensa jazida de argila com coeficiente de permeabilidade inferior a  $10^{-9}$  m/s.

Gomes (2003) *apud* Franceschet (2006) determina que o solo deva possuir condutividade hidráulica inferior a  $10^{-10}$  m/s e que para tanto deve apresentar: porcentagem de finos (passante na peneira 200) entre 20 e 30%; porcentagem de pedregulho (peso seco retido na peneira 4) inferior ou igual a 30%; IP entre 7 e 10% e tamanho máximo de partícula de 25 a 50 mm. Boscov (2008) determina que o coeficiente de permeabilidade da argila compactada deva ser menor ou igual a  $10^{-10}$  m/s e que os requisitos para o solo utilizado na barreira mineral sejam em ordem de importância: condutividade hidráulica baixa no campo; compatibilidade em longo prazo com as substâncias químicas a serem contidas; capacidade alta de adsorção e coeficiente de difusão baixo.

Segundo Macambira (2002), solos lateríticos argilosos, ou que apresentam maior quantidade de finos, quando compactados acima da umidade ótima apresentam diminuição do coeficiente de permeabilidade. Benson e Daniel (1990) e Daniel e Wu (1993), *apud* Macambira (2002) apontam que para se atingir maiores níveis de impermeabilização ( $k < 10^{-10}$  m/s) é necessário que haja resistência ao cisalhamento superior a 200 kPa e contração volumétrica menor que 4%. CETESB (2005) aponta que para a utilização como *liner* o solo deve ser homogêneo e trabalhável, isento de blocos e grandes matacões e apresentam algumas outras diretrizes a serem seguidas: IC entre 0,5 e 1,0; resistência à compressão simples entre 49,03 kPa e 392,3 kPa;

porcentagem de finos superior a 30%; LL maior ou igual a 30% e coeficiente de condutividade hidráulica em torno de  $10^{-10}$  m/s.

O controle executivo é fundamental. A execução da CCL deve ser efetuada em camadas de espessura não superior a 30cm (ideal 20cm); antes do lançamento da camada subsequente devem ser feitas escarificações, com espessura de 2 a 3cm, sobre a camada compactada. Após a execução, a CCL deve ser protegida para não haver ressecamento superficial, isso pode ser realizado com o cobrimento temporário da mesma, ou com molhagem constante (FRANCESCHET, 2006). Segundo Macambira (2002), deve-se tomar um cuidado especial com a contração, pois pode haver o desenvolvimento de trincas no material em função de suas características coesivas.

#### 4. METODOLOGIA

A fim de se avaliar em termos de qualidade (quantitativa e qualitativa), para sua utilização como CCL, o solo local foi investigado quanto a sua caracterização, classificação, compactação, permeabilidade e resistência ao cisalhamento, posteriormente, os resultados foram comparados com as qualidades desejáveis para o solo.

De acordo com a Figura 01, que apresenta em planta, foram coletadas três amostras indeformadas em uma área particular localizada no interior da área em estudo; coletadas duas amostras deformadas para ensaios de permeabilidade em laboratório; e realizados ensaios de permeabilidade em poços instalados em área supracitada. Todos os ensaios foram realizados em laboratório próprio da empresa Terraservice.

Das três amostras indeformadas foram realizados três ensaios de: determinação do teor de umidade, com base na NBR 6.457 (ABNT, 1986); determinações dos índices físicos, NBR 6.508 (ABNT, 1984); granulometria, NBR 7.181 (ABNT, 1984); limites e índices de Atterberg, com base na NBR 6.459 (ABNT, 1984) e na NBR 7.180 (ABNT, 1984); ensaio de compactação não modificado; ensaio de permeabilidade *in situ* e ensaio de compressão simples normatizados pela NBR 7.182 (ABNT, 1986).

Nas duas amostras deformadas foram realizados ensaios de compactação Proctor e posteriormente ensaios de permeabilidade dos solos compactados na umidade ótima, segundo o método B da NBR 13.292 (ABNT, 1995).

#### 5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Tabela 01 - Resumo dos resultados geotécnicos quantitativos

Amostra	Limites de Atterberg			Índices de Atterberg		Perm. k (m/s)	Resistência ao cisalhamento	
	LL %	LP %	LC %	IP %	IC %		Comp. n. conf. kPa	Coesão kPa
5	44,25	29,00	28,03	15,25	0,2	4,15E-12	44,1	22,5
4	49,76	29,94	16,56	19,85	0,69	2,08E-10	34,2	17,1
3	46,86	33,34	20,84	13,02	0,75	5,31E-10	71,3	35,3

Tabela 02 - Resumo dos resultados geotécnicos qualitativos

Amostr a	Provável Composição Física	Classific. Granulométric a	Plasticidade	Consistência		Perm.	Classificaçã o Unificada
				IC	Comp. n. Conf.		
5	Quartzo, Clorita,		Altamente plástico	Mole	Mole		ML
4	Talco, Ilita, Caulin, Plagioclásio e Calcita	Argila	Altamente plástico	Média	Mole	Argila	ML
3			Mediament e plástico	Média	Média		ML

A Tabela 03 apresenta os resultados dos ensaios de permeabilidade realizados nos poços e a Tabela 04 os ensaios de permeabilidade em corpos de prova moldados com equipamento Proctor, na umidade ótima e realizados com as duas amostras de solo deformadas. Para o parâmetro permeabilidade das amostras deformadas, foram realizados dois ensaios por amostra.

Tabela 03 - Resultados dos ensaios de permeabilidade realizados nos poços

Poço	k (m/s)
SPR1	5,45E-9
SPR2	4,10E-10
SPR 3	5,23E-9
SPR 4	5,40E-10
SPR 5	2,80E-10

Os solos analisados apresentaram coeficiente de permeabilidade inferior a  $10^{-10}$  m/s, a norma NBR 13.896 (ABNT, 1997) exige que esse valor seja de no mínimo  $10^{-9}$  m/s, de maneira que os solos analisados resultaram, *in situ*, valores consideravelmente inferiores. Boscov (2008) considera que seja importante que o coeficiente de permeabilidade em campo seja baixo. Dentre todos os autores analisados, o coeficiente de condutividade hidráulica está em conformidade com os padrões exigíveis para que se possa utilizar o solo como barreira mineral de fundo.

Tabela 04 - Resultados dos ensaios de permeabilidade realizados nos corpos de prova

Amostra	$\omega$ ótima	k1 (m/s)	k2 (m/s)
1	36%	1,13E-7	1,5E-7
2	36,7%	2,5E-7	3,5E-7

Os solos analisados nas três amostras indeformadas apresentaram quantidade de finos superior a 30%, considerando-se solos com grande presença de finos. São solos homogêneos, trabalháveis e isentos de blocos, pedregulhos e partículas com 25 mm de tamanho ou maior. Todos os solos apresentaram limite de liquidez superior a 30%.

Apenas o solo da amostra 3 apresentou resistência à compressão não confinada entre 49,03 kPa e 392,3 kPa. Nenhuma amostra resultou em valores superiores a 200 kPa de resistência ao cisalhamento, e todas as amostras resultaram em índices de plasticidade superiores a 10%. Somente o solo da amostra 5

não apresentou índice de consistência entre 0,5 e 1.

Os ensaios de permeabilidade definidos na Figura 01 como “Malha de poços para ensaio de permeabilidade”, S1 a S5, foram realizados em duas profundidades médias (1,30 m e 3 m), a permeabilidade média é de  $2,38E-7$  m/s, os ensaios foram realizados em campo e acima do nível de água.

## 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Avaliando os resultados e a conclusão pertinente a cada ensaio se pode averiguar a possível utilização dos solos analisados como CCL. A compactação é essencial no processo de construção e operação de um aterro. O solo quando compactado elimina a grande parte de seus vazios, o tornando mais denso, aumentando a sua resistência e diminuindo a sua permeabilidade. Solos compactados com características argilosas podem apresentar uma permeabilidade muito baixa, tornando viável seu uso em *liners* de aterros de resíduos.

Os solos analisados possuem condição técnica para a sua utilização na construção de CCL de aterros de resíduos sólidos. Ainda que não estando em conformidade absoluta com os critérios técnicos da revisão bibliográfica, os solos, em função de seu baixo coeficiente de condutividade hidráulica baixo e homogeneidade regional, podem ser usados como barreira mineral de fundo (CCL).

A metodologia aplicada na análise da permeabilidade dos solos locais da região em questão podem apresentar sutis divergências nos resultados. Ainda assim na média a permeabilidade do solo local, tanto natural como compactado, apresenta-se bastante baixa, de maneira que um sistema composto de impermeabilização de base, ou seja, a barreira mineral (CCL) aliada a algum geocomposto impermeável pode compor uma estrutura segura para a contenção dos resíduos dispostos. De acordo com os resultados encontrados é possível inferir a viabilidade geotécnica local

para instalação de aterros de resíduos na região em análise.

## 7. REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6.459: determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_\_. NBR 6.508: grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm: determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_\_. NBR 7.180: determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_\_. NBR 7.181: solo - análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_\_. NBR 6.457: amostras de solo : preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986.

\_\_\_\_\_. NBR 7.182: solos - ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 1986.

\_\_\_\_\_. NBR 13.292: Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante. Rio de Janeiro, 1995. 8p.

\_\_\_\_\_. NBR 13.896: Aterros de resíduos não perigosos - critérios para projeto, implantação e operação. Rio de Janeiro, 1997.

\_\_\_\_\_. NBR 12.553: Geossintéticos - terminologia. Rio de Janeiro, 2003.

AZAMBUJA, Eduardo. Aterros de resíduos sólidos. Porto Alegre, 2007. Texto não publicado.

BRESSANI, Luiz A.; FLORES, Juan A. A.; NUNES, Lisandro F. Estudos para geração de mapa geotécnico da área urbana de Caxias do Sul. 2005. Texto não publicado.



BRASIL. Lei nº 12.305, de 2 de agosto de 2010. Institui a Política Nacional de Resíduos Sólidos; altera a Lei no 9.605, de 12 de fevereiro de 1998; e dá outras providências. Brasília, 2010.

BORSATTO, Saulo. Contribuição ao estudo geológico-geotécnico da área urbana de Caxias do Sul - RS. 2011. 97 f. TCC (Graduação) - Curso de Geologia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

BOSCOV, Maria Eugênia Gimenez. Geotecnia ambiental. São Paulo: Oficina de textos, 2008.  
COMPANHIA AMBIENTAL DO ESTADO DE SÃO PAULO. Secretaria de Estado de Meio Ambiente. **Procedimentos para implantação de aterro sanitário em valas.** São Paulo, 2005.

FERRARI, A. A. P. Viabilidade da utilização de silte compactado como material de impermeabilização em aterros de resíduos. Dissertação de Mestrado (Engenharia Civil) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo 118 p. 2005.

FRANCESCHET, Meire. **Estudo dos Solos Utilizados em Camadas de Base e Cobertura em Aterros Sanitários de Resíduos Sólidos Urbanos de Santa Catarina.** 2006. 157 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Ambiental da Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 2006.

MACAMBIRA, Indira Queiroz. **Comportamento Hidráulico de Alguns Solos Lateríticos para uso como Barreira Impermeável.** 2002. 140 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2002.

NARDY, A. J. R.; MACHADO, F. B.; OLIVEIRA, M. A. F.; 2008. As rochas

vulcânicas mesozoicas ácidas da Bacia do Paraná: litoestratigrafia e considerações geoquímico-estratigráficas. Revista Brasileira de Geociências. 38(1): 178-195.

PROFILL ENGENHARIA E AMBIENTE. PLANO MUNICIPAL DE REDUÇÃO DE RISCO PARA O MUNICÍPIO DE CAXIAS DO SUL. Porto Alegre, 2006.

SELMO, L. T. 2014 Caracterização geológica-geotécnica da brecha vítrea ocorrente em uma jazida de riodacito - projeto de expansão da Mina Maestra - Caxias do Sul - RS. Trabalho de Conclusão de Curso - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

WILDNER, W.; RAMGRAB, G. E.; LOPES, R. da C.; HOFF, R.; IGLESIAS, C. M. F. Mapa Geológico do Rio Grande do Sul. 2003. CPRM. Porto Alegre.

# UTILIZAÇÃO DE BIONANOCIMENTAÇÃO COMO TÉCNICA NO AUMENTO DE RESISTÊNCIA DE SOLO ARENOSO

**Bruna Bilhar Dall’Agnol**

Acadêmica no Programa de Pós-Graduação da Universidade de Passo Fundo  
brunab\_d@hotmail.com

**Antônio Thomé**

Orientador no Programa de Pós-Graduação da Universidade de Passo Fundo  
thome@upf.br

**Resumo:** *A maioria das técnicas de melhoramento de solo que são utilizadas no mundo envolve a adição de energia mecânica e/ou materiais sintéticos, sendo que ambos têm substancial custos de energia associados à sua produção e alto valor comercial. Assim, a técnica de biocimentação vem como intuito de melhorar as propriedades mecânicas de forma sustentável. A biocimentação é a formação de material particulado que se une as partículas de solo através da metabolização por microrganismos presentes no meio. Só ocorre quando os microrganismos possuem uma fonte cálcio as quais sintetizam para formar o biocimento. É uma série de processos microbiológicos que têm o potencial para modificar o comportamento geotécnico do solo. Muitas bactérias como as espécies: Bacillus, Sporosarcina e Sporolactobacillus, Clostridium possuem potencial de cimentação biológica. Dessa forma, o objetivo do trabalho é avaliar a variação das propriedades geotécnicas do solo, proporcionada através da técnica de biocimentação, em um solo arenoso, além disso, será avaliada a capacidade desses microrganismos realizarem a biocimentação e será feita a avaliação de dois meios de cultivo para melhor biocimentação. Serão realizados teste bioquímico de produção de urease, Ensaio de Evolução de CO<sub>2</sub> e ensaio de resistência por penetração. Os ensaios foram realizados no laboratório de Geotecnia Ambiental da Universidade de Passo Fundo. No estudo foram avaliados dois meios nutritivos (A e B) com cálcio presente, para verificar a melhor eficiência em precipitação do carbonato de cálcio no solo. O meio A foi o que apresentou melhores*

*resultados, quando comparado ao meio B e ao controle.*

**Palavras-chave:** Biocimentação. Biogeotecnologia. Areia de Osório. Erosão de solo arenoso.

## 1. INTRODUÇÃO

Com o aumento populacional a demanda por infraestrutura no mundo aumentou também assim como o investimento nessa área, pois a disponibilidade de solo sobre o qual se pode construir está cada vez menor (MONTROYA, 2012).

Esse aumento na população mundial está diretamente conectado também ao aumento de impactos ambientais. Assim, com o incentivo de órgãos de caráter técnico-científico, o desenvolvimento de novas linhas de pesquisa tem surgido a fim de abrandar qualquer tipo de impacto ao meio ambiente (MOLINA-BARAHONA et al., 2004).

Como solução natural para melhorar o solo apesar das áreas contaminadas, tem-se nesse contexto o surgimento das técnicas de remediação, gerando a reabilitação desses espaços, possibilitando seu uso posterior e permitindo o desenvolvimento do ambiente. Tem-se então para melhoria do solo o uso de processos biológicos para remediar suas propriedades.

Além de problemas a saúde humana, a existência de áreas contaminadas pode comprometer a qualidade de recursos hídricos, causar restrição no uso do solo e danos ao patrimônio público e privado, como desvalorização de propriedades.

Como soluções ambientais a biotecnologia pode oferecer tanto na área de engenharia ambiental como civil, o controle

de processos erosivos, estabilização de solos até encapsulamento de contaminantes.

A biogeotecnologia é um ramo novo na engenharia geotécnica, ela trabalha principalmente com a aplicação de métodos biológicos para problemas geotécnicos. Atualmente as biogeotecnologias são principalmente o uso de plantas ou cobertura vegetal para controle de erosão, proteção de taludes, redução de permeabilidade do solo. Essa tecnologia tem como vantagens o baixo custo de investimento além do custo de manutenção (KAROL, 2003). Além dessas aplicações, inclui-se o uso potencial de microrganismos tem se mostrado eficiente na técnica de biocimentação de solos (IVANOV e CHU, 2008).

Tem-se como questão então: Os microrganismos nativos presentes no solo arenoso de Osório são capazes de realizar precipitação de carbonato de cálcio com os substratos fornecidos e aumentar a sua resistência?

De acordo com De Muynck et. al. (2010) os primeiros usos da biocimentação foram pelo menos a duas décadas e, desde então, um grande número de pesquisas têm procurado abordagens alternativas para o uso da biorremediação. No campo da biocimentação os estudos tiveram início na década de 90 e se aplicaram mais a engenharia geotécnica como biogeotecnologia para melhorar as propriedades do solo.

A técnica da biocimentação consiste na inserção de nutrientes que induz a precipitação de carbonato de cálcio com microrganismos nativos do solo com o intuito de melhorar as características físicas, químicas e mecânicas do solo. Com esse avanço no desenvolvimento biotecnológico será possível ver a redução do impacto econômico e ambiental de outras técnicas, além de melhorar a qualidade do solo e ambiente, sendo que vários países do mundo estão sendo afetados por problemas no solo, o que o classifica como um dos problemas ambientais mais importantes atualmente.

Além disso, as bactérias do solo que são o grupo potencial de formação de biocimentação é o grupo de maior número e

diversidade no solo, apresentando uma comunidade de pelo menos  $10^8$  a  $10^9$  organismos por grama de solo dependendo do método de contagem usado e o tipo de manejo ou uso desse solo.

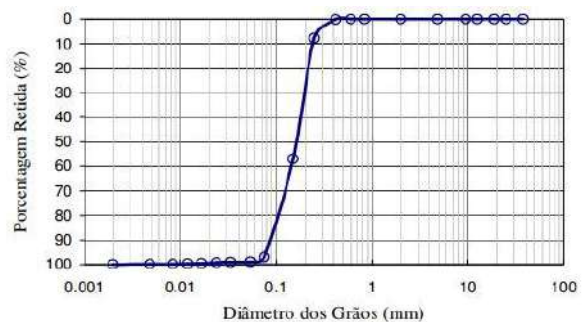
Tem-se como objetivo geral avaliar o aumento da resistência mecânica de solo arenoso utilizando técnica de biocimentação ao solo natural. Além disso, os objetivos específicos são definidos como: a) Avaliar a capacidade de microrganismos nativos do solo de realizar biocimentação; b) Avaliar dois meios nutritivos para melhor biocimentação;

## 2. DESENVOLVIMENTO

### 2.1. Materiais

**Solo.** O solo arenoso a ser utilizado na pesquisa é proveniente do Município de Osório – RS. De acordo com Spinelli (1999), é classificada como areia fina quartzosa nativa de regiões costeiras do Estado. Esse material é caracterizado por ser uma areia fina (NBR 6502 – ABNT, 1995; ASTM D 2487, 1993) e de granulometria uniforme como apresentado na Figura 1 a seguir.

Figura 1, Curva granulométrica da Areia de Osório.



Fonte: FONINI, 2008.

Na Tabela 1 estão apresentados os índices físicos do solo arenoso do Município de Osório como densidade dos grãos e índices de vazios.

Tabela 1. Índices físicos da areia de Osório.

ÍNDICES FÍSICOS	AREIA DE OSÓRIO
Peso específico dos grãos ( $\gamma_s$ )	26,3 kN/m <sup>3</sup>
Coefficiente de uniformidade ( $C_u$ )	2,1
Coefficiente de curvatura ( $C_c$ )	1,0
Diâmetro efetivo ( $D_{10}$ )	0,09 mm
Índice de vazios ( $e$ máximo)	0,9
Índice de vazios ( $e$ mínimo)	0,6

Fonte: FONINI, 2008.

**Local de estudo.** A pesquisa foi realizada no Laboratório de Geotecnia Ambiental no CETEC – Centro Tecnológico da Universidade de Passo Fundo e no Laboratório de Ensino de Engenharia Ambiental na Universidade de Passo Fundo também.

**Meios de Cultivo.** Meio de Cultivo A: O Meio de cultivo A foi proposto por Lee (2003), com bons resultados obtidos como indutor de precipitação de CaCO<sub>3</sub>. A composição para a preparação do meio denominada A, é de 15 g de acetato de cálcio, 4 g de extrato de levedura, 5 g de glicose, para cada 1000 ml de água destilada, com um pH aproximadamente de 8. Meio de Cultivo B: O Meio B foi proposto por Siddik et al. (2013) onde possui a seguinte composição para a preparação: 7 g agar, 3 g de meio nutriente com peptone, 20 g ureia, 10 g de NH<sub>4</sub>Cl, 2,12 g de NaHCO<sub>3</sub> para 1000 ml de água destilada.

## 2.2. Metodologia

**Teste de produção de Urease.** O teste bioquímico de produção de urease serve para determinar se uma bactéria produz a enzima urease, a qual hidrolisa a ureia e compostos que possuem cálcio. Neste teste são produzidos amônia e anidrido carbônico. A prova é realizada semeando a bactéria na superfície do meio em tubos de ensaio que

está com pH neutro e se inocula e se adiciona uma quantidade de ureia, quando a prova é positiva a formação de amônia ou anidrido carbônico alcaliniza o meio de cultivo deixando-o de cor rosa. Quando o resultado é negativo, o meio torna-se amarelo.

**Respirometria ou Evolução de CO<sub>2</sub>.** Na técnica da evolução de CO<sub>2</sub> ou respirometria foi quantificada a atividade metabólica dos microrganismos no solo durante o processo de biocimentação. A metodologia utilizada foi definida por Bartha e Pramer (1965), sendo que foi feita uma modificação na aplicação do método para a pesquisa. Essa modificação consiste na utilização de potes hermeticamente fechados de plástico, não de vidro como é indicado na técnica tradicional. Essa troca foi feita, pois os corpos de prova juntamente com o hidróxido de sódio e a água não cabiam no interior do pote de vidro.

Esse procedimento baseia-se na captação do CO<sub>2</sub> liberado pelo metabolismo microbiano. O CO<sub>2</sub> liberado é captado pela solução de NaOH (0,5 mol) formando o Na<sub>2</sub>CO<sub>3</sub> em solução. Essa alíquota de 10 mL é retirada do respirômetro, adiciona-se 10 mL de BaCl<sub>2</sub> 0,05 mol para precipitação do carbonato para evitar sua interferência na titulação e após ser adicionadas três gotas de fenolftaleína a amostra é titulada com solução de HCl 0,25 mol. O monitoramento da produção de dióxido de carbono será realizado a cada 24 horas por um período de 28 dias, sendo todas as unidades experimentais mantidas em temperatura ambiente. Na Equação 1 está apresentado o cálculo realizado para a quantificação de CO<sub>2</sub> liberado onde na Equação: C-CO<sub>2</sub> é o carbono evoluído na forma de CO<sub>2</sub> (mg m<sup>-2</sup> h<sup>-1</sup>); B é o volume de HCl para os brancos (mL); V é o volume de HCl para as amostras com meios de cultivo (mL); N é a normalidade do HCl; E é a grama equivalente a Carbono (6 g); A é a área da seção transversal do cilindro (m<sup>2</sup>) e T é o tempo de coleta (24 h).

$$C - CO_2 = ((B - V) \times N \times E) / (A \times T) \quad (1)$$

Primeiramente o solo arenoso foi misturado com os meios de cultivo A e B que serão testados. Essa adição de meio de cultivo foi de 12 ml/120 g de solo seco, com finalidade de se obter umidade próxima ao natural do solo arenoso que é de 10%. Posteriormente, os corpos de prova foram moldados dentro de cilindros de aço com dimensões de 5 cm de diâmetro por 10 cm de altura para manter sua forma cilíndrica de modo a ficar com o índice de vazios próximo a realidade do solo arenoso natural (0,75).

Será realizado um experimento com três tratamentos e apenas um fator, ou seja, serão montados três corpos de prova considerados como controle, três com o meio de cultivo A e mais três com o meio de cultivo B, sendo assim realizado em três repetições. A variável de controle da pesquisa será a utilização dos meios de cultivo A e B assim como o seu não uso, já a variável de resposta é a quantidade de CO<sub>2</sub> evoluído proveniente do processo microbiano e a resistência obtida em relação aos CPs controle. Todos os CPs foram inseridos em frascos hermeticamente fechados denominados respirômetros. Na Tabela 2 está apresentado o planejamento experimental da Pesquisa e na Tabela 3 as configurações dos CPs.

Tabela 2. Planejamento Experimental da Pesquisa.

<i>Planejamento experimental da Pesquisa</i>	
<i>Número de fatores</i>	1
<i>Número de tratamentos (a)</i>	3
<i>Número de repetições (n)</i>	3
<i>Número de observações (an)</i>	9

Tabela 3. Configurações dos CPs para a Evolução de CO<sub>2</sub>.

<i>Configuração dos CPs para a Evolução de CO<sub>2</sub></i>	
3x	Solo Arenoso
	Solo Arenoso
	Solo Arenoso
	Sem meio de cultivo
	Meio de cultivo A
	Meio de cultivo B

3x	Solo Arenoso	Solo Arenoso	Solo Arenoso
	Sem meio de cultivo	Meio de cultivo A	Meio de cultivo B

**Ensaio de Resistência por penetração.** Para a avaliação da resistência dos corpos de prova após a evolução de CO<sub>2</sub> foi realizado um ensaio de resistência em um equipamento adaptado para o experimento, sendo considerado assim como um ensaio de resistência por penetração. Essa modificação foi realizada, pois no momento da retirada dos CPs foi constatado que eles iriam desestruturar, fazendo com que fosse impossível medir resistência desses CPs. Os CPs foram ensaiados logo após o final da evolução de CO<sub>2</sub> sem submersão.

Esse ensaio consiste na utilização da prensa CBR com uma haste no corpo cilíndrico do equipamento com diâmetro de 10 mm. Então, a amostra é penetrada 10 mm em um corpo de prova com área circular de 19,6 cm<sup>2</sup>, com velocidade controlada de 1,14 mm/min e depois é feita a verificação da carga aplicada.

Pode-se considerar que essa resistência medida é uma resistência relativa, ou seja, relativa aos CPs Controle, que não tem a adição de meio de cultivo.

### 3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

#### 3.1. Teste de produção de Urease

O teste de produção de urease verifica se a bactéria que está presente no solo produz enzima urease, a qual hidrolisa a ureia e compostos de cálcio, que são os principais compostos usados pelos microrganismos na produção do biocimento. Neste teste são produzidos amônia e anidrido carbônico que conferem coloração rosada ao meio onde é realizado o teste. A prova teve resultado positivo, conforme apresentado na Figura 2 a seguir, onde a coloração do meio tornou-se cor de rosa, imediatamente após a semeadura da bactéria presente no solo.

Figura 2. Produção de Urease positiva.

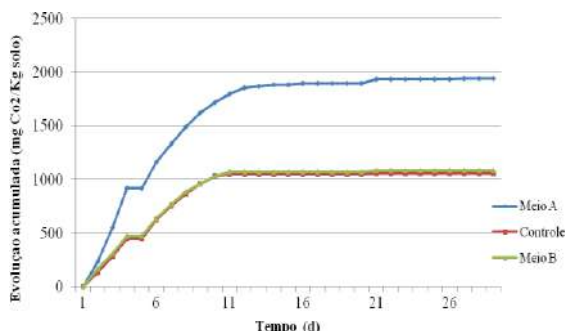


### 3.2. Respirometria

O teste de Respirometria ou evolução de CO<sub>2</sub> foi acompanhado por um período de 28 dias, tempo que se mostrou necessário para a estabilização das curvas de evolução de CO<sub>2</sub> como apresentado no gráfico na Figura 3. A quantificação do CO<sub>2</sub> pode ser analisada nos diferentes meios, tanto A, quanto B e nos CPs sem a presença de meio de cultivo. Todos os tratamentos foram comparados ao Controle (CPs sem meio de cultivo). A Figura 3 apresenta a atividade microbiana durante processo de biocimentação a partir do método de respirometria.

Figura 3: Evolução de CO<sub>2</sub> acumulada em 28 dias.

Observa-se que o Meio A apresentou um aumento significativo quando comparado ao



meio B, e ao controle. O controle e o Meio B tiveram seus picos até o décimo dia, posteriormente a este dia, manteve-se praticamente constante até o final do ensaio. No período até o décimo dia, as bactérias se encontravam nas fases LAG e Exponencial.

Nesta fase as células se encontram tanto em crescimento quanto em desenvolvimento, ou seja, algumas células que estavam na fase LAG já sintetizaram a enzima e já começaram a crescer, e continuaram nessa fase até que todas as células já tenham sintetizado a enzima, após este período as bactérias entram na fase estacionária que se dá pela escassez de suprimento, ou meio de cultivo, o que aconteceu após o décimo segundo dia de ensaio para o Meio A.

O ensaio com o Meio A obteve resultado satisfatório, pois houve a produção de CO<sub>2</sub> até o décimo segundo dia, posteriormente a isso, houve uma constância do experimento. O ensaio com o meio B não apresentou resultados satisfatórios quando comparada ao controle.

O aumento da atividade microbiana evidenciada no ensaio de evolução de CO<sub>2</sub> permite verificar que o Meio A teve um aumento significativo quando comparado aos outros experimentos, com valores acumulados de 1939,5 mg de CO<sub>2</sub>/kg de solo, enquanto o Meio B obteve 1084,5 mg de CO<sub>2</sub>/kg e o controle 1054,5 mg de CO<sub>2</sub>/kg de solo ensaiado.

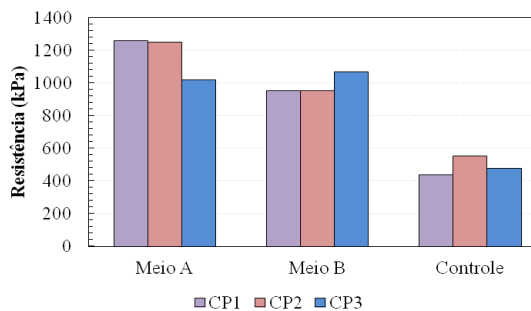
Durante o ensaio, observou-se que os corpos de provas com o Meio A apresentaram esporos na superfície, os quais permaneceram até o final do teste de respirometria evidenciando a atividade microbiana, como pode ser visto na Figura 4, o que não aconteceu nos corpos de prova com meio B como apresentado na Figura 5 e nem nos corpos de provas controle do experimento.

Figura 4. CP com Meio A após a finalização do ensaio de respirometria.





Figura 5. CP com Meio B após a finalização do ensaio de respirometria.



Os íons de cálcio adicionados no meio nutritivo alimentam as bactérias que ficam livres para entrar em contato com o carbonato e se ligar a uma partícula de solo. Durante o processo de biocimentação, a ureia presente apresenta um papel fundamental, pois as bactérias se alimentam da ureia, e precipitam a calcita, conforme confirmado por DeJong et. al (2008).

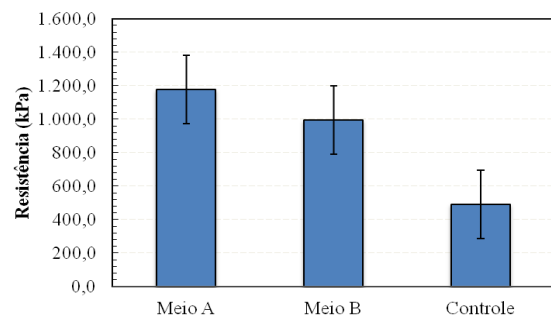
Como já foi apresentada, a quantidade de cálcio disponível para os microrganismos é um dos fatores que influenciam no processo de biocimentação, além da quantidade de dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>) e concentração de bactérias. Assim, verificou-se no estudo, que o Meio A, que possui maior quantidade de cálcio presente foi o que apresentou maior quantidade de CO<sub>2</sub>, e com isso os melhores resultados quando comparado com o Meio B.

### 3.3. Ensaio de resistência por penetração

O ensaio de resistência por penetração apresentou bons resultados para o Meio A que teve um aumento na carga aplicada de 685,77 kPa em relação ao Controle ou Branco, já o Meio B teve um aumento menor, de 503,18 kPa em relação ao Controle, assim mostrando resultados satisfatórios. O experimento com o Meio A, teve um aumento da resistência quando comparada ao branco de 139,8%, enquanto o Meio B teve um aumento de aproximadamente 103%. Na Figura 6 a seguir estão demonstrados os resultados de resistência para os CPs, já na Figura 7 estão as médias dos resultados com as barras de erro.

Figura 6. Resultados de resistência para os CPs

Figura 7. Média dos resultados de resistência com a barra de erros.



Como melhores resultados para a utilização de Meios de cultivo para a biocimentação, os resultados que mais se destacam a partir dos gráficos são os referentes ao Meio A, conforme pode ser evidenciado tanto no ensaio com Evolução de CO<sub>2</sub> ou Respirometria, quanto no ensaio de resistência por penetração.

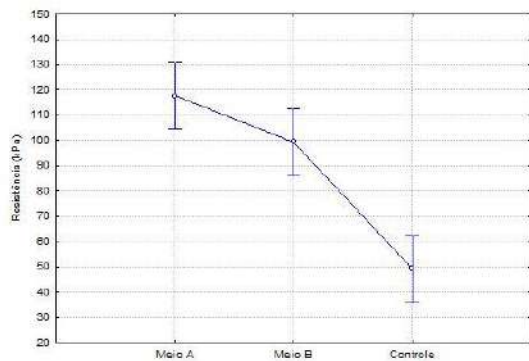
O Meio A assim como o Meio B apresentaram resultados significativos quanto à resistência em comparação com o Controle, entretanto como já foi apresentado, o Meio A teve um aumento de 139,8% e o Meio B 103% após o Ensaio de Evolução de CO<sub>2</sub>, o que sobressai o Meio A. Além disso, o Meio B não apresentou resultados significativos na Evolução, o que nos leva a crer que a sua

composição é deficiente com os compostos necessários para que os microrganismos do solo produzam material cimentante, ou biocimento, pois seus resultados na Evolução foram muito parecidos com os resultados do Controle.

### 3.4. Tratamento de dados

Como no Ensaio de Evolução de CO<sub>2</sub> os resultados obtidos são as médias para cada Meio a partir dos CPs, não é possível aplicar análise de variância. Dessa maneira, foi realizada a análise de variância com intervalo de confiança de 95% apenas para a variável de resposta de resistência que é a variável de interesse. O software usado para realizar a análise foi o STATISTICA.

Figura 8. Análise de variância do Meio A, Meio B e Controle.

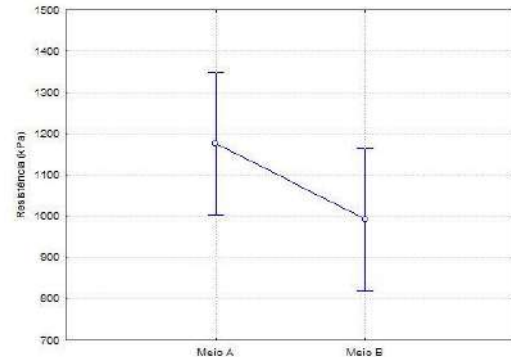


Na Figura 8 apresentada anteriormente, está a análise de variância para os Meios e o Controle, esse gráfico demonstra que os Meios foram significativos em relação ao Controle. Isso ocorre, pois o erro atribuído aos Meios e o Controle não se intercalam. A partir do software foi possível encontrar a significância dos Meios em relação ao Controle  $p=0,000276$ , que deve ser menor que 0,05 para ser significativo.

Já na Figura 9 a seguir está apresentada a análise de variância apenas para os Meios A e B. Pode-se observar a partir desse gráfico que quando feita a análise com intervalo de confiança de 95% entre os dois Meios, eles se tornam não significativos, ou seja, estes Meios são estatisticamente iguais pois possuem significância igual a  $p=0,105037$

maior que 0,05 que é o valor que se estabelece para ser significativo.

Figura 9. Análise de variância entre os Meios A e B.



## 4. CONCLUSÃO

A partir dos resultados dos experimentos pode se concluir que o meio A obteve valores acumulados de 1939,5 mg de CO<sub>2</sub> /kg de solo, enquanto o meio B obteve 1084,5 mg de CO<sub>2</sub>/kg e o controle 1054,5 mg de CO<sub>2</sub>/kg de solo ensaiado, no ensaio de resistência mecânica com o Meio A, ele teve 685,77 kPa em relação ao Controle ou Branco, já o Meio B teve um aumento menor, de 503,18. Com a realização do teste bioquímico para produção de urease foi possível observar que ele deu positivo para o solo, sendo apto para ser realizado o melhoramento do solo por biocimentação. Assim, os resultados mais satisfatórios foram com a utilização do Meio A, quando comparado ao Meio B e ao Controle, conforme pode ser evidenciado no ensaio com Evolução de CO<sub>2</sub>, teste bioquímico e resistência mecânica.

## REFERÊNCIAS

ABNT, ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, Análise Granulométrico – Rochas e Solos. NBR 6502, 1995.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Classification of Soils for Engineering Purposes:** D 2487. Philadelphia, p.11, 1993.

BARTHA, R.; PRAMER, D. **Features of Flask and Method for Measurement the Persistence and Biological Affects of Pesticides in Soil.** Soil Science. v.100, p.68-70, 1965.

DE MUYNCK, W., DE BELIE, N., VERSTRAETE, W. **Microbial carbonate precipitation in construction materials: a review,** Ecol. Eng. 36, 118–136, 2010.

DEJONG J.T, FRITZGES M.B, NUSSTEIN K. Microbially induced cementation to control sand response to undrained shear. **J Geotech Geoenviron Eng** 32:1381–139, 2006.

DEJONG, J.T., MORTENSEN, B.M., MARTINEZ, B.C., NELSON, D.C. Bio-mediated soil improvement. **Ecological Engineering**, Vol 36, 197-210, 2010.

FÁVERO, A. A.; GABOARDI, E. A. **Apresentação de trabalhos científicos: Normas e orientações práticas.** 5. ed. Passo Fundo. Ed. Universidade de Passo Fundo, 168 p. 2014.

FRITZGES, M. B. **Biologically Induced Improvement of the Response of Sands.** Master's thesis, University of Massachusetts, Amherst, MA, 111, 2005.

GIL, Antônio C. **Como elaborar projetos de pesquisa.** 4. Ed. São Paulo: Atlas, 2002.

GIRINSKY, O. **Pre-industrialisation d'un procede de Consolidation De sol par biocalcification in situ.** Universite d'angers Ufr sciences, 2009.

IVANOV, V.; CHU, J. **Applications of microorganisms to geotechnical engineering for bioclogging and biocementation of soil in situ.** Rev Environ Sci Biotechnol. Springer. 2008.

JROUNDI, F.; GÓMEZ-SUAGA, P.; JIMENEZ-LOPEZ, C.; GONZÁLEZ-MUÑOZ, M. T.; FERNANDEZ-VIVAS, M.

A. Stone-Isolated Carbonatogenic Bacteria As Inoculants In Bioconsolidation Treatments For Historical Limestone. Science of The Total Environment. 425: 89-98, 2012.

KAROL, R. H. **Chemical grouting and soil stabilization.** 3. ed. M. Dekker, New York, 2003.

MOLINA-BARAHONA, L.; RODRIGUEZ-VAZQUEZ, R.; HERNÁNDEZ-VELASCO, M.; VEGA-JARQUIM, C.; ZAPATA-PEREZ, O.; MENDONZA-CANTU, A.; ALBORES, A. **Diesel Removal From Contaminated Soils by Biostimulation and Supplementation With Crop Residues.** Applied Soil Ecology. v. 27, p. 165-175, 2004.

MONTOYA, B. M. **Bio-mediated soil improvement and the effect of cementation on the behavior, improvement, and performance of sand.** California, Tese. 252 p. Programa de pós graduação em Engenharia Civil e Ambiental. University of California, 2012.

SPINELLI, L. F. **Comportamento de fundações superficiais em solos cimentados.** Porto Alegre. 133p. Dissertação (mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, 1999.

## AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA DE SOLO ARTIFICIAL A BASE DE CAULIM EMPREGANDO DIFERENTES TÉCNICAS

**Cezar Augusto Burkert Bastos**

Professor da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande - FURG  
cezarbastos@furg.br

**Antonio Marcos de Lima Alves**

Professor da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande - FURG  
antonioalves@furg.br

**Luiza Eichelberger Vargas**

Acadêmica de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande - FURG  
luiza\_ve@hotmail.com

**Camila Larrosa Oliveira**

Acadêmica de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande - FURG  
camila.larrosa@yahoo.com.br

**Resumo.** *Uma das propriedades geotécnicas de grande interesse em projetos envolvendo solos finos é a resistência não drenada ( $S_u$ ), entendida como a resistência ao cisalhamento oferecida pelo solo quando solicitado rapidamente, sem condição de drenagem da água intersticial. O estudo do comportamento de estruturas de fundações e de aterros reforçados sobre solos moles através de modelos físicos reduzidos depende do conhecimento da resistência não drenada dos materiais que vêm a representar o solo mole nestes modelos. O presente trabalho tem por objetivo principal avaliar a resistência não drenada de solos artificiais, produzidos a partir de caulim e previamente adensados, utilizando-se de ensaios de compressão triaxial não adensados não drenados (UU), ensaio de palheta de laboratório e ensaios de cone de queda livre. Os resultados confirmaram a esperada a elevação da resistência não drenada com o adensamento do material, entretanto, em termos relativos, os valores diferem significativamente conforme a técnica empregada.*

**Palavras-chave:** *Resistência não drenada. Solos artificiais. Ensaios de laboratório.*

### 1. INTRODUÇÃO

Em obras litorâneas e offshore é comum o envolvimento com solos de propriedades geotécnicas desfavoráveis, como é o caso de solos sedimentares finos de origem marinha com consistência média até muito mole.

Uma das propriedades geotécnicas destes solos de grande interesse na maioria dos projetos é a resistência não drenada ( $S_u$ ), entendida como a resistência ao cisalhamento oferecida pelo solo quando solicitado rapidamente, sem que haja condição de drenagem da água intersticial. Esta situação costuma ser crítica, pois são comuns condições onde a aplicação de cargas ocorre em tempo menor à possibilidade de drenagem do solo fino. Logo, trata-se de um parâmetro imprescindível nas fases de concepção de soluções, dimensionamento e avaliação de segurança das obras geotécnicas.

Somado ao emprego em projetos, o estudo do comportamento de estruturas de fundações e de aterros reforçados sobre solos moles, através de modelos físicos reduzidos, depende do conhecimento da resistência não drenada dos materiais que vêm a representar o solo mole nestes modelos.

O Grupo de Geotecnia FURG já tem um histórico em estudos experimentais com o emprego de solos artificiais. Alves et al. (2010) apresentam resultados de ensaios de palheta de laboratório realizados em misturas de caulim, bentonita e água destilada. Foram testados três traços para as misturas, variando-se o teor de bentonita. As amostras confeccionadas foram adensadas sob três diferentes níveis de tensões. Pinto (2010) avaliou a aplicação do equipamento de cone de queda livre de laboratório na caracterização da plasticidade e resistência não drenada de misturas de solo artificial, produzido em laboratório desde misturas de caulim, bentonita, areia e água. Neste estudo os ensaios de cone de queda livre e de Casagrande foram comparados na determinação dos limites de liquidez e de plasticidade dos solos, e um breve estudo a respeito da estimativa da resistência não drenada a partir do ensaio de cone foi realizado. Em Rosa et al. (2013) são apresentados resultados de cone frente resultados de ensaios de palheta de amostras adensadas de dois traços de solo artificial, onde o modelo exponencial da relação penetração x  $S_u$  proposto por Hanbo (1957) é confirmado.

O presente trabalho tem por objetivo principal avaliar em laboratório a resistência não drenada ( $S_u$ ) de solos artificiais, produzidos a partir de caulim e previamente adensados, utilizando-se de ensaios de compressão triaxial não adensados não drenados (UU), ensaios de palheta e ensaios de cone de queda livre e, com isso, subsidiar outras pesquisas aonde estes solos artificiais virão a representar solos naturais moles em modelos físicos para estudos de fundações e aterros reforçados.

## 2. MATERIAIS E MÉTODOS

### 2.1 Caulim

Na pesquisa foi utilizado caulim rosa produzido pela Indústria de Calcários Caçapava (Inducal).

### 2.2 Ensaios de caracterização

Foram realizados os ensaios clássicos de caracterização geotécnica com o caulim (análise granulométrica, limites de Atterberg e peso específico real dos grãos).

### 2.3 Preparação e adensamento do solo artificial

O solo artificial é produzido a partir de uma lama de caulim e água destilada elaborada com teor de umidade próximo ao limite de liquidez, homogeneizada em misturadora elétrica (Figura 1).

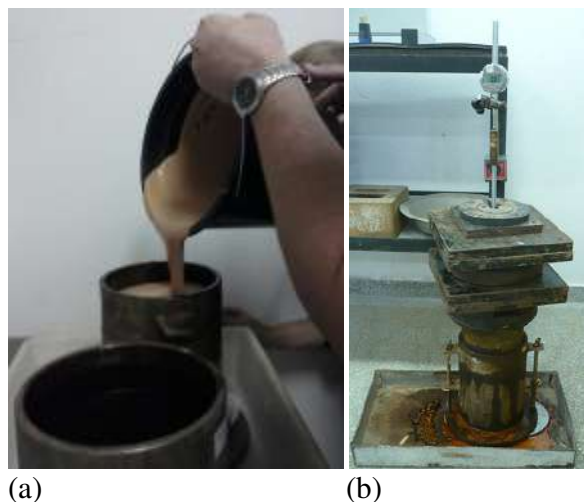


Figura 1. Misturadora utilizada na produção do solo artificial

Depois de homogeneizada, a lama de caulim foi disposta em três moldes metálicos e adensada com carregamentos por pesos metálicos sobrepostos (Figura 2). Os carregamentos em cada molde verificam as



tensões de adensamento selecionadas de 12,5, 25 e 50 kPa. Os recalques da lama em cada molde foram monitorados no tempo, permitindo o acompanhamento do processo de adensamento. Os solos adensados em cada molde foram identificados como T(0-0)-12,5kPa, T(0-0)-25kPa e T(0-0)-50kPa.



(a) (b)  
Figura 2. (a) Disposição e (b) adensamento da lama de caulim

Na lama adensada, agora chamada de solo artificial, foram realizados os vários ensaios, conforme mostrado na Figura 3.

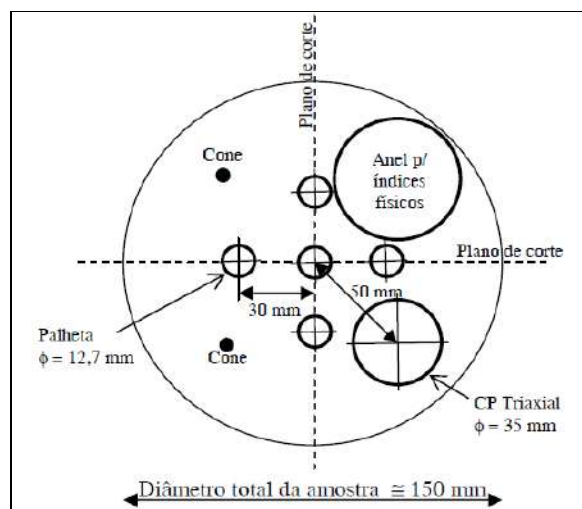


Figura 3. Vista superior com posicionamento da obtenção do corpo de prova e local da realização dos ensaios

No solo artificial foram realizados ensaios triaxiais, ensaios de palheta e de penetração de cone de queda livre, assim como moldados anéis metálicos para ensaios de adensamento e determinação de índices físicos.

## 2.4. Ensaios de adensamento

A partir dos anéis metálicos moldados do solo adensado em cada um dos moldes, foram realizados ensaios de adensamento em célula oedométrica e prensa convencional (Figura 4). Os carregamentos incrementais foram conduzidos de 6,25 a 400 kPa, com estágios de 24 horas de duração. O objetivo dos ensaios foi aferir a tensão de pré-adensamento adquirida pelo solo artificial com as sobrecargas aplicadas.



Figura 4. Ensaio de adensamento

## 2.5 Ensaios triaxiais

O ensaio de compressão triaxial tipo UU, condição não adensada e não drenada, é uma técnica tradicional na obtenção da resistência não drenada em laboratório.



Neste ensaio, um corpo de prova cilíndrico de pequenas dimensões é submetido a um estado de tensões isotrópico dentro de uma câmara, por meio da pressurização do fluido no seu entorno (tensão de confinamento) e posteriormente submetido à ruptura por carga axial a velocidade constante (tensão desviadora). Em nenhuma das fases é permitida a drenagem do fluido intersticial que ocupa os poros do corpo de prova.

Um esquema de uma câmara triaxial é apresentado na Figura 5. Os estados de tensões de diferentes ensaios sem drenagem sob pressões de confinamento variadas, representados por círculos de Mohr, indicam uma envoltória de resistência horizontal, cujo intercepto no eixo das tensões cisalhantes é o valor de  $S_u$  (Figura 6).

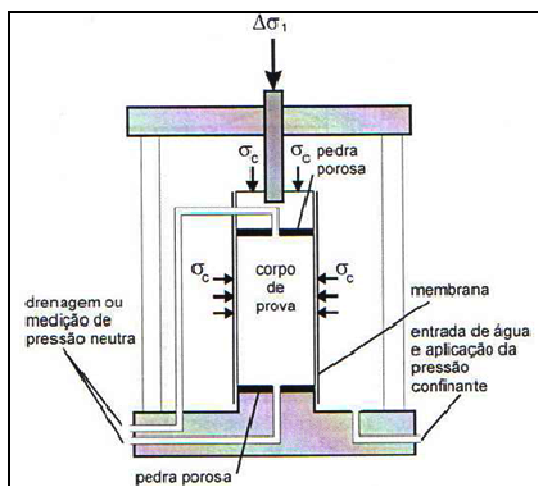


Figura 5. Esquema de uma câmara de para ensaios de compressão triaxial (PINTO, 2000)

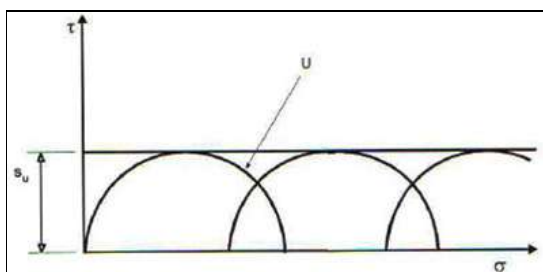


Figura 6. Obtenção de  $S_u$  a partir de ensaios de compressão triaxial não adensados não drenados (PINTO, 2000)

Os ensaios triaxiais foram realizados em corpos de prova cilíndricos 3,5 x 7,0 cm em equipamento da marca Wille Geotechnik® (Figura 7). O equipamento consiste em um sistema de interface ar-água para aplicação de pressões e uma prensa elétrica automatizada para aplicação do carregamento axial. Quanto à instrumentação empregada, as deformações axiais foram medidas por transdutor de deslocamento (do tipo LVDT), as pressões de confinamento e de contrapressão aferidas por transdutor de pressão e a carga axial medida por célula de carga externa. Os instrumentos foram previamente calibrados e a aquisição de dados realizada por unidade Spider® da HBM, gerenciada pelo software Catman®. A velocidade de compressão axial empregada foi de 1 mm/min. A Figura 8 ilustra o arranjo experimental completo.

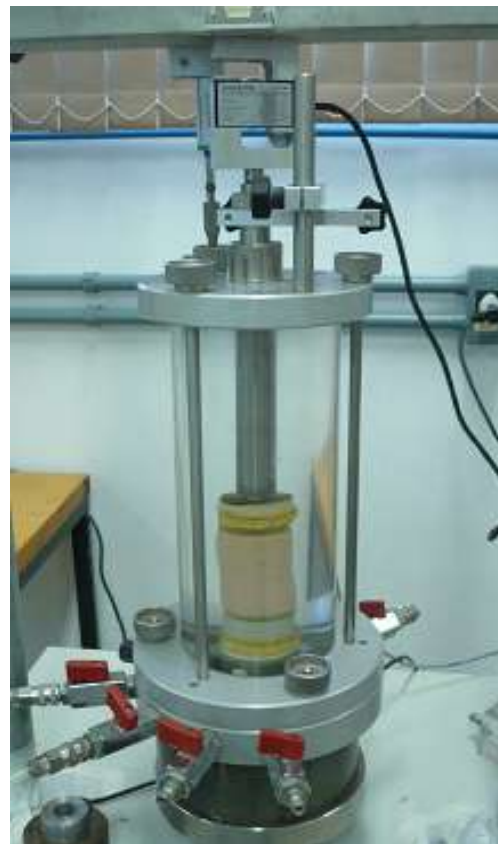


Figura 7. Corpo de prova na câmara triaxial



Figura 8. Arranjo experimental para os ensaios triaxiais

## 2.6 Ensaios de palheta

O equipamento empregado para o ensaio de palheta é da marca Viatest<sup>®</sup>, de operação manual (Figura 9). O ensaio consiste em cravar a palheta, com 12,7 mm de altura e 12,7 mm de largura, no solo artificial até uma profundidade de 6 cm e girar sob velocidade constante, medindo o torque necessário para romper o solo por cisalhamento no entorno da mesma (Figura 10). Dada a velocidade do giro, o cisalhamento é considerado se dar em condição não drenada. A resistência não drenada é relacionada com o torque medido (Equação 1).

$$S_u = \frac{M_{\text{total}}}{\pi \cdot D^2 \cdot \left(\frac{H}{2} \cdot \frac{D}{6}\right)} \quad (1)$$

onde:  $M_{\text{total}}$  = torque necessário para ruptura do solo por cisalhamento;  $D$  = diâmetro da palheta e  $H$  = altura da palheta.

- 1 – Pórtico de sustentação do conjunto
- 2 – Suporte para instalação da palheta
- 3 – Manivela para subida e descida da palheta
- 4 – Palheta, com quatro lâminas, 12,7 mm de altura e 12,7 mm de largura
- 5 – Manivela para rotação da palheta
- 6 – Escalas graduadas, em graus, uma fixa (externa), outra móvel (interna)
- 7 – Ponteiro rotativo
- 8 – Haste vertical conectada a um botão puxador, ajustado ao ponteiro
- 9 – Conjunto de molas de diferentes rigidezes, para solos de diferentes resistências
- 10 – Base para fixação da amostra de solo
- 11 – Espaço para fixação da mola

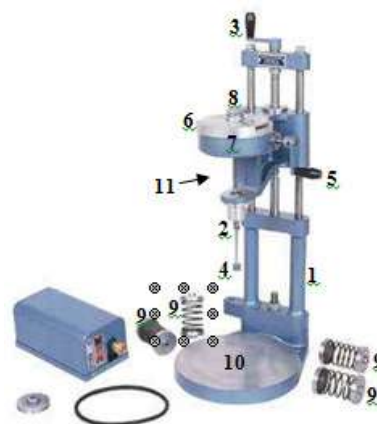


Figura 9. Equipamento de ensaio de palheta

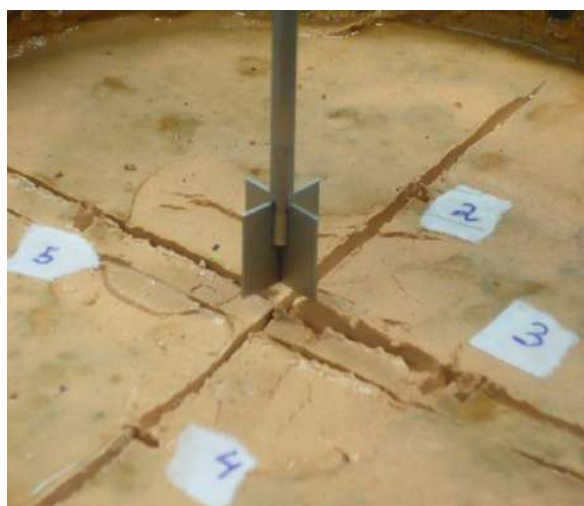


Figura 10. Detalhe da palheta preparada para cravação no solo adensado

## 2.7 Ensaios de cone de queda livre

O equipamento de ensaio de cone de queda livre empregado é da marca Solotest® (Figura 11). A norma britânica BS 1377 (1990) indica os procedimentos básicos do ensaio, que consiste em quantificar (em mm) a penetração de um cone de 30° de ápice, pesando 80 g, caindo em queda livre com sua ponta inicialmente posicionada na superfície da amostra de solo. Os ensaios foram realizados em meio a quadrantes do corpo cilíndrico de solo adensado, num plano situado a 6 cm de profundidade, de forma a igualar a profundidade de cisalhamento nos ensaios de palheta (Figura 12).



Figura 11. Equipamento para ensaio de cone de queda livre



Figura 12. Detalhe do ensaio de cone de queda livre em execução

Os valores de resistência não drenada a partir dos resultados do cone de penetração foram obtidos da relação empírica de Hansbo (1957) (Equação 2).

$$S_u = K (Q/d^2) \quad (2)$$

onde:  $Q$  = massa do cone;  $d$  = penetração na massa de solo e  $K$  = constante que depende, dentre outros fatores, do ângulo do cone. Este último parâmetro ganhou o nome de Fator de Cone de Hansbo.

A determinação do teor de umidade do solo artificial na profundidade dos ensaios acompanhou os ensaios de cone e palheta, pois se trata de um importante dado para análise.

### 3. RESULTADOS

#### 3.1 Caracterização geotécnica do caulim

A Tabela 1 apresenta os resultados da análise granulométrica com uso de defloculante e os resultados de plasticidade do solo através dos limites de Atterberg. As frações granulométricas foram definidas segundo ABNT NBR 6502/95 (Solos e Rochas). A Figura 13 apresenta a curva granulométrica obtida do caulim.

Tabela 1. Granulometria e plasticidade do caulim

Granulometria					
Pedregu- lho	Areia Grossa	Areia Média	Areia Fina	Silte	Argila
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
0	1	2	12	50	35

Plasticidade		
Limite de liquidez	Limite de plasticidade	Índice de plasticidade
(wl)	(wp)	(IP)
(%)	(%)	(%)
39	32	7

Pedregulho: > 2 mm; areia grossa: 0,6-2 mm; areia média: 0,2-0,6 mm; silte: 0,002-0,06 mm; argila: < 0,002 mm. IP = wl – wp

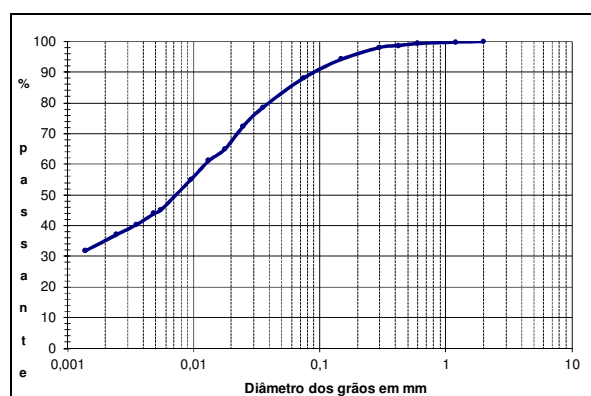


Figura 13. Curva granulométrica do caulim

De acordo com os dados da caracterização geotécnica foi possível classificar o solo como um silte argiloso de mediana plasticidade, com

classificação ML pelo Sistema Unificado e A4 (8) pelo sistema AASHTO-HRB. O Índice de Atividade Coloidal do material é 0,2, caracterizando-o como de baixa atividade coloidal, condizente com a mineralogia de argila dominante (caulinita).

#### 3.2 Tensões de pré-adensamento

Os ensaios de adensamento convencionais em câmara oedométrica permitiram aferir a tensão de adensamento dos solos. A estimativa foi realizada com base na aplicação do método de Pacheco-Silva às curvas log tensão efetiva x índice de vazios. A Tabela 2 apresenta o resumo dos resultados. As curvas dos ensaios são representadas na Figura 14.

Tabela 2. Tensões de adensamento dos corpos de prova estimadas a partir dos ensaios

Solo	Teor de umidade (%)	Índice de vazios inicial	Tensão de adensamento estimada (kPa)
T(0-0)- 12,5kPa	41,9	1,024	14,5
T(0-0)- 25kPa	40,0	0,996	23,1
T(0-0)- 50kPa	40,6	1,005	30,0

Apesar de toda incerteza inerente a determinação da tensão de pré-adensamento por método gráfico, a tendência de aumento do T(0-0)-12,5kPa ao T(0-0)-50kPa foi confirmada. Uma redução no teor de umidade e por consequência no índice de vazios era esperada no mesmo sentido, entretanto, não se verifica. A pequena diferença aliada a precisão na quantificação do teor de umidade pelo método da estufa pode justificar.

As curvas indicam que a compressibilidade não mostra se alterar com o pré-adensamento aplicado. Os trechos de compressão virgem coincidem em inclinação.



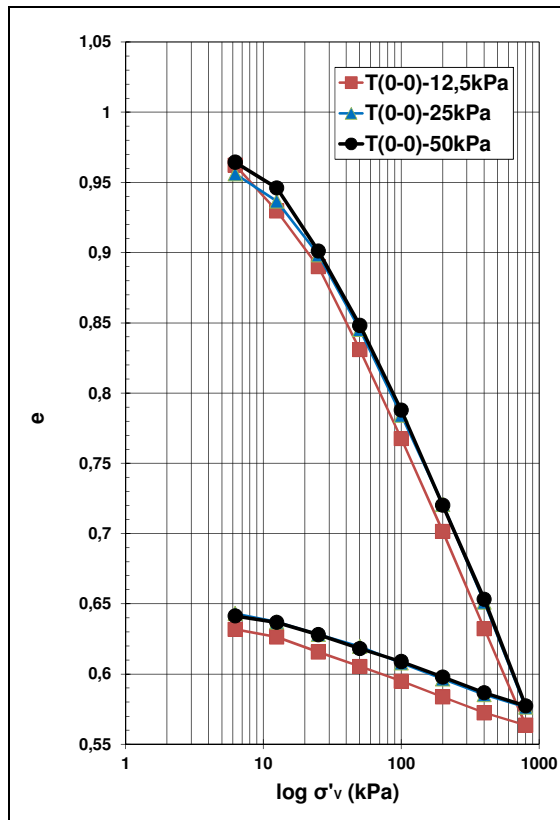


Figura 14. Curvas log tensão efetiva x índice de vazios dos solos artificiais

### 3.3 Resistência não drenada

Conforme apresentado no item 2, a resistência não drenada dos solos adensados sob três diferentes tensões foi avaliada por três métodos distintos: por ensaios triaxiais do tipo UU, por ensaios de palheta e por ensaios de cone de queda livre. Os dois primeiros podem ser considerados métodos diretos de determinação, com uma base teórica para determinação de  $S_u$ . Já para o ensaio de cone de queda livre foi empregada uma correlação empírica penetração x  $S_u$  (Hansbo, 1957).

A Tabela 3 traz os resultados de resistência não drenada dos solos T(0-0)-25kPa e T(0-0)-50kPa desde ensaios triaxiais.

Tabela 3. Valores de resistência não drenada ( $S_u$ ) a partir dos ensaios triaxiais UU

Solo	Teor de umidade (%)	Índice de vazios	$S_u$ (kPa)	$S_u$ médio (kPa)
T(0-0)-25kPa (CP1)	26,2	0,796	4,6	5,3
T(0-0)-25kPa (CP2)	40,3	0,791	6,0	
T(0-0)-50kPa	40,6	0,698	9,5	9,5

O solo T(0-0)-12,5kPa, muito mole, não permitiu a moldagem do corpo de prova para o ensaio triaxial. Por outro lado o solo T(0-0)-25kPa teve dois corpos de prova ensaiados, neste caso os resultados individuais e médio são apresentados.

A Figura 15 apresenta as curvas deformação específica x tensão desviadora dos ensaios triaxiais realizados.

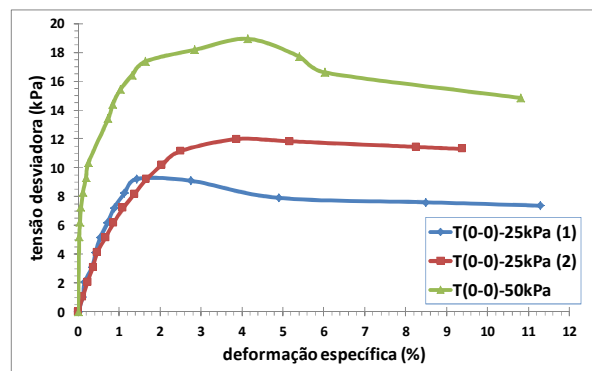


Figura 15. Curvas deformação específica x tensão desviadora dos ensaios triaxiais

A outra medida direta da resistência não drenada foi dada pelo ensaio de palheta. A Tabela 4 apresenta os resultados obtidos com os ensaios.

Tabela 4. Valores de resistência não drenada (Su) a partir dos ensaios de palheta

Solo	Teor de umidade (%)	Torque médio (N.mm)	Su médio (kPa)
T(0-0)-12,5kPa	44,4	10,9	2,5
T(0-0)-25kPa	40,3	15,3	3,6
T(0-0)-50kPa	40,6	24,1	5,6

A Tabela 5 apresenta os resultados obtidos com os ensaios de cone de queda livre. Constam os valores médios de penetração (em mm) e a estimativa de Su a partir da Equação 2, utilizando-se o fator de cone  $K = 0,89$ , obtido a partir do estudo de correlação com ensaios de palheta conduzido por Bastos et al. (2014).

Tabela 5. Valores de resistência não drenada (Su) a partir dos ensaios de cone de queda livre

Solo	Teor de umidade (%)	Penetração do cone média (mm)	Su médio (kPa)
T(0-0)-12,5kPa	44,4	21,1	1,6
T(0-0)-25kPa	40,3	14,9	3,1
T(0-0)-50kPa	40,6	13,2	4,0

A Figura 16 reúne os valores de Su obtidos por diferentes técnicas para os solos artificiais adensados.

Observa-se que a tendência esperada de acréscimo da resistência não drenada é confirmada.

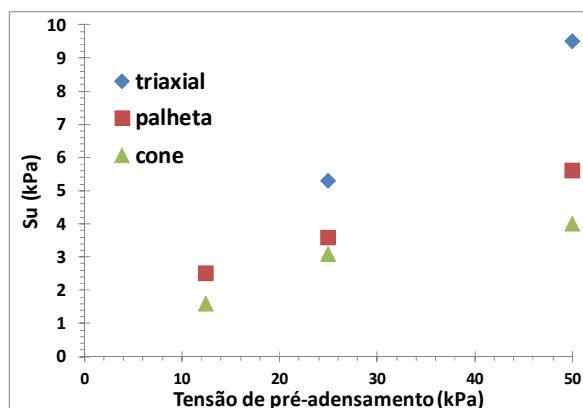


Figura 16. Valores de Su obtidos por diferentes técnicas para os solos artificiais adensados

Entretanto, os valores diferem significativamente em termos relativos. Valores menores do índice de vazios obtidos de corpos de prova para os ensaios triaxiais podem explicar em parte os valores maiores de Su. Os espécimes foram moldados de porções mais superiores do cilindro de solo artificial adensado, onde era perceptível que a drenagem era mais efetiva em relação à porção mediana (onde os ensaios de palheta e cone foram executados).

Mesmo entre valores de resistência obtidos diretamente de ensaios de palheta e estimados a partir dos ensaios de cone de queda livre existe uma diferença significativa. Cabe destacar que o fator de cone empregado foi obtido de relações estatísticas estabelecidas com os mesmos equipamentos deste trabalho e empregando solos artificiais com diferentes composições a partir de caulim, bentonita e areia (BASTOS et al., 2014).

#### 4. CONCLUSÕES

O trabalho proposto atingiu seu objetivo ao obter resultados de resistência não drenada de solos artificiais produzidos com um caulim silto-argiloso medianamente plástico. Os solos foram pré-adensados sob diferentes tensões



(12,5, 25 e 50 kPa) e tiveram  $S_u$  avaliado diretamente por ensaios triaxiais não adensados não drenados e ensaios de palheta de laboratório, e, indiretamente, por ensaios de cone de queda livre de laboratório.

Os resultados confirmam a elevação da resistência não drenada com o adensamento do material, entretanto os valores diferem significativamente conforme a técnica empregada.

A pesquisa tem continuidade com a realização do mesmo rito experimental para solos artificiais de composição diversificada a partir da incorporação de bentonita em diferentes teores.

#### *Agradecimentos*

Ao CNPq pelo apoio a pesquisa na forma de bolsas de iniciação científica.

#### **5. REFERENCIAS**

ALVES, A.M.L.; COSTA, S.C.K.; BASTOS, C.A.B. Resistência ao cisalhamento de misturas caulim-bentonita através de ensaio de palheta miniatura. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2010, Gramado/RS. **Anais...** Gramado/RS: ABMS, 2010. CD-ROM

BASTOS, C.A.B.; ALVES, A.M.L.; PEREIRA, M.C.; ROSA, K.L.; VIEGAS, M.R.; JESUS, S.H.G. Estudo sobre a resistência não drenada de solos finos pelo ensaio de cone de queda livre empregando amostras de solos artificiais. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2014, Goiânia/GO. **Anais...** Goiânia/GO: ABMS, 2014. CD-ROM

BRITISH STANDARD **Methods of test for soils for Civil Engineering purposes**. British Standard Institution. n.1377. 1990.

HANSBO, S. A new approach to the determination of the shear strength of clay by the fall-cone test. **Proceedings Royal Swedish Geotechnical Institute**, nº 14, 1957, p.7-47.

PINTO, C.S. **Curso básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000, 247p.

PINTO, P.B. **Aplicação do penetrômetro de cone de laboratório na caracterização da plasticidade e resistência não drenada de solos argilosos**. Trabalho de Conclusão em Engenharia Civil Empresarial, Escola de Engenharia – FURG, Rio Grande/RS, 2010, 66p.

ROSA, K.L.; BASTOS, C.A.B.; ALVES, A.M.L. Avaliação da consistência de solos com a utilização do Ensaio de Cone de Queda Livre (“Fall Cone Test”). In: VII Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul, 2013, Santa Maria/RS. **Anais...** Santa Maria/RS: ABMS-NRRS, 2013. Disponível em: <http://coral.ufsm.br/geors2013/>. Acesso em 07/3/2017.

## AVALIAÇÃO DA REUTILIZAÇÃO DE ÓLEO DE COZINHA COMO REJUVENESCEDOR ASFÁLTICO

**Eduarda Fontoura**

Acadêmica de Engenharia Civil, UFRGS/LAPAV  
(Universidade Federal do Rio Grande do Sul/Laboratório de Pavimentação)  
efontoura08@gmail.com

**Eng.º Douglas Martins Mocelin**

Mestrando em Engenharia Civil, UFRGS/LAPAV  
(Universidade Federal do Rio Grande do Sul/Laboratório de Pavimentação)  
douglas.martins.m@hotmail.com

**Prof. Lélío Antônio Teixeira Brito**

Ph.D. Engenharia Civil, UFRGS/LAPAV  
(Universidade Federal do Rio Grande do Sul/Laboratório de Pavimentação)  
lelio.brito@ufrgs.br

**Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti**

DSc. Engenharia Civil, UFRGS/LAPAV  
(Universidade Federal do Rio Grande do Sul/Laboratório de Pavimentação)  
jorge.ceratti@ufrgs.br

**Resumo.** Um dos principais desafios da atualidade é desenvolver uma engenharia sustentável, que torne possível reaproveitar ao máximo os recursos existentes. Este trabalho busca avaliar a possibilidade da reutilização de óleo de cozinha como agente rejuvenescedor de ligantes asfálticos. Para isso, foram analisadas as características de um ligante asfáltico modificado por polímero (AMP 60/85), antes e após ser submetido a envelhecimento de curto prazo através do equipamento RTFOT. Aos ligantes envelhecidos foram adicionadas quantidades de 1%, 3% e 5% de óleo em relação à massa total de betume. A caracterização foi realizada através dos ensaios de penetração, viscosidade Brookfield, recuperação elástica e ponto de amolecimento, adicionalmente foram realizados testes de adesividade com os agregados. A partir dos resultados conclui-se que o óleo reutilizado de cozinha apresenta potencial para restaurar algumas propriedades do ligante, sendo a quantidade de 1% de óleo a que proporciona as

características mais próximas as do ligante virgem.

**Palavras-chave:** Óleo de cozinha. Ligantes asfálticos. Agente rejuvenescedor.

### 1. INTRODUÇÃO

O cimento asfáltico de petróleo (CAP) é um material largamente utilizado na engenharia, sendo na pavimentação sua aplicação mais importante, tendo grande influência no comportamento das misturas asfálticas. Devido à sua aplicação ser realizada a altas temperaturas, o mesmo passa por um processo de envelhecimento, que começa já na estocagem passando pela usinagem, transporte, compactação e pela ação do tráfego. Esse envelhecimento é gerado pela perda de componentes voláteis e oxidação, levando a um ressecamento que torna o ligante mais rígido e mais viscoso que no estado virgem, o que pode acarretar em um material mais suscetível a fissuras e degradação

precoce no pavimento (SILVA, 2005; ZARGAR et al., 2012).

O uso de técnicas de rejuvenescimento que proporcionem a melhoria de características perdidas já é muito estudado, junto a isso há uma crescente busca por reaproveitamento de resíduos de processos industriais e comerciais (OSMARI e ARAGÃO, 2015). Alguns autores sugerem que estes resíduos podem ser usados também com pavimentos reciclados e ainda podem ser mais eficientes que os produtos já comercializados.

O óleo de cozinha, utilizado para fritura de alimentos tanto domesticamente como em cozinhas industriais, possui componentes semelhantes aos que os ligantes asfálticos perdem em seu processo de envelhecimento, podendo assim, ser utilizado como um agente rejuvenescedor (DEDENE, 2011; CHEN *et al.*, 2014).

O óleo de cozinha, devido ao seu difícil descarte, é considerado um resíduo altamente poluente ao meio ambiente. Se o descarte não é feito de maneira correta, este produto pode apresentar alto potencial poluidor, visto que sua decomposição libera gás metano, um dos principais gases causadores do efeito estufa (LOPES e BALDIN, 2009).

A utilização do óleo como agente rejuvenescedor de materiais asfálticos pode ser uma alternativa de reutilização sustentável, pois além de contribuir para o ambiente, pode ser mais econômica e ainda proporcionar melhorias à qualidade das misturas asfálticas.

Através dos ensaios de penetração, viscosidade Brookfield, ponto de amolecimento e recuperação elástica é possível analisar as características dos ligantes asfálticos antes e após ser submetido ao envelhecimento, e também com diferentes quantidades do rejuvenescedor adicionado. Outra característica avaliada neste trabalho foi a adesividade do ligante e do agregado basáltico, em todas as condições testadas.

## 2. OBJETIVO

Avaliar a possibilidade da reutilização de óleo de cozinha como agente rejuvenescedor de ligantes asfálticos a partir da análise das características do ligante asfáltico antes e após ser submetido à envelhecimento de curto prazo através do ensaio RTFOT (*Rolling Thin Film Oven Test*).

## 3. METODOLOGIA

### 3.1 Materiais

O ligante avaliado neste trabalho é classificado como AMP (asfalto modificado por polímero) 60/85 (ANP, 2010). Este tipo de ligante é amplamente utilizado na pavimentação brasileira e seu uso tem sido cada vez mais recorrente em substituição aos ligantes convencionais.

O óleo de cozinha reutilizado mostrado na “Fig. 1” foi coletado após uso doméstico, sendo filtrado com filtro de papel comum para retirar possíveis resíduos sólidos.

Com exceção do ligante virgem, antes dos ensaios os ligantes passaram pelo processo de envelhecimento no RTFOT seguindo as especificações dadas pela norma ABNT NBR 15235 (2005).



Figura 1: Óleo de cozinha filtrado

### 3.2 Procedimento

Os diferentes teores de óleo (1%, 3% e 5%) foram adicionados aos ligantes após estes serem submetidos ao envelhecimento de curto prazo.

A caracterização dos ligantes foi realizada antes e após o processo de envelhecimento com e sem a adição do óleo de cozinha.

O ensaio de viscosidade rotacional foi realizado nas temperaturas de 135°C, 150°C e 177°C com rotações de 20 RPM, 20 RPM e 50 RPM, respectivamente, conforme preconizado pela norma ABNT NBR 15184 (2004). Este ensaio é realizado com o intuito de averiguar a temperatura na qual o ligante encontra-se em uma faixa de viscosidade considerada ideal para sua aplicação.

A recuperação elástica foi analisada conforme preconizado pela norma DNIT 130 (2010), onde o ligante aquecido é vertido em moldes apropriados, resfriado em banho de água a 25°C e posteriormente tensionado até 20 cm e cortado ao meio, sendo realizada a leitura da recuperação após uma hora. Esta característica é típica de ligantes modificados por polímeros, onde, no caso do ligante estudado, a recuperação mínima deve ser de 85%.

O ponto de amolecimento foi realizado através do Método do Anel e Bola, segundo a norma ABNT NBR 6560 (2008). Neste ensaio, o ligante aquecido é vertido em anéis padronizados, após o resfriamento os anéis são colocados em um pórtilo com uma esfera sobre a amostra de ligante. O conjunto pórtilo, anéis e esferas é então colocado em um béquer contendo água a 5°C e submetidos a aquecimento em uma taxa de 5°C/min. À medida que a água aquece, o ligante tende a ter a viscosidade diminuída e passa a se comportar como um fluído viscoso. Com a carga das esferas a amostra de ligante cede até atingir a distância de 2,54cm, quando então é realizada a leitura da temperatura da água,

sendo esta considerada a temperatura do ponto de amolecimento.

O ensaio de penetração seguiu a norma ABNT NBR 6576 (2007), onde a amostra com ligante é resfriada em temperatura ambiente e posteriormente em banho a 25°C. Após o banho ela é ensaiada com agulha padronizada que penetra a amostra durante 5 segundos e então é feita a leitura da profundidade penetrada. Este ensaio tem como resultado um valor referente à rigidez do ligante asfáltico.

A adesividade é realizada de acordo com a norma ABNT NBR 6300 (2009), onde 500 gramas de agregado são misturadas a 17,5 gramas de ligante. A mistura é resfriada em temperatura ambiente em local apropriado e depois é colocada em banho com água destilada por 72 horas a 40°C. Posteriormente é feita a análise visual da adesividade, para o resultado ser considerado satisfatório todos os agregados devem estar completamente cobertos pelo ligante.

## 4. RESULTADOS

A seguir são apresentados os resultados dos ensaios realizados e suas análises.

### 4.1 Viscosidade

A viscosidade, como é possível analisar na “Fig.2”, após o processo de envelhecimento teve um aumento, principalmente para a menor temperatura, 135°C. Como já citado anteriormente, este aumento era esperado, pois o envelhecimento faz com que o ligante se torne mais rígido, e portanto, mais viscoso. As três dosagens de óleo de cozinha testadas conseguiram reduzir os valores se comparadas à fração sem óleo, com destaque para o teor de 3% que alcançou valores bem próximos aos originais.

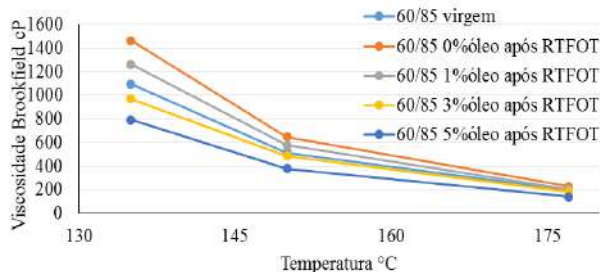


Figura 2: Viscosidade Brookfield x Temperatura

#### 4.2 Recuperação Elástica

Segundo a resolução nº32 (2010) da ANP, para ligantes modificados com polímeros do tipo 60/85, o valor mínimo para recuperação elástica deve ser de 85%. Através da “Fig. 3” é possível notar que para todas as condições testadas, os resultados apresentam-se acima do mínimo requerido.

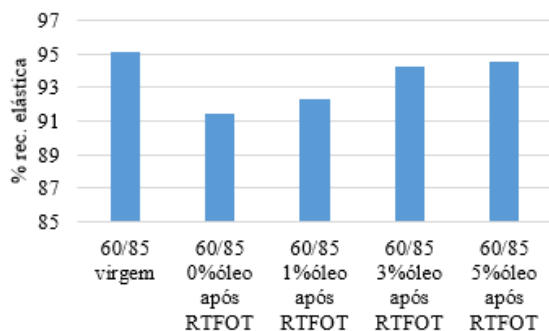


Figura 3: Recuperação Elástica.

Com o envelhecimento as porcentagens de recuperação alcançada pelas amostras de ligante diminuem. As amostras com dosagens de 3% e 5% apresentam resultados próximos à condição do ligante antes do envelhecimento.

#### 4.3 Ponto de Amolecimento

Para o ponto de amolecimento a reutilização do óleo de cozinha não se mostrou eficiente, conforme pode ser visto na “Fig. 4”. Todas as condições, após envelhecimento, apresentam temperatura de ponto de amolecimento inferior à condição virgem, e as amostras com óleo apresentam valores

inferiores da amostra sem adição de óleo. Ainda assim, cabe salientar que todas as amostras apresentam valores acima do mínimo determinado por norma, que é de 60°C.

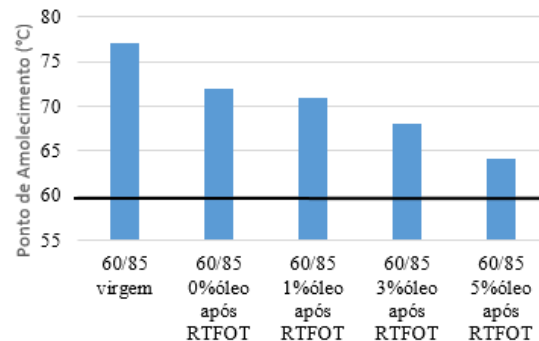


Figura 4: Ponto de Amolecimento.

#### 4.4 Penetração

No ensaio de penetração, conforme era esperado, o ligante envelhecido apresenta valores de penetração inferiores ao ligante virgem, indicando uma maior rigidez, e portanto, maior potencial de se tornar um material frágil. A adição de óleo se mostra eficiente neste quesito, sendo a dosagem de 1% de óleo suficiente para que o ligante apresente valores de penetração próximo à amostra antes do envelhecimento.

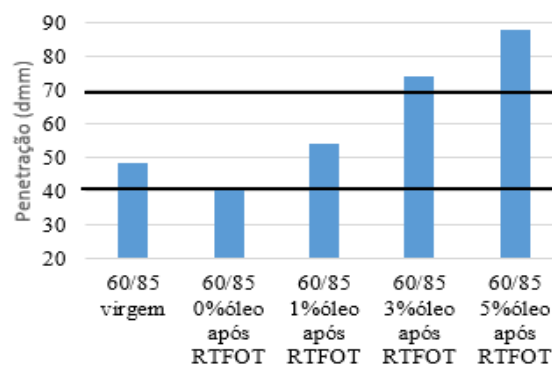


Figura 5: Penetração.

Já as dosagens de 3% e 5% apresentam resultados acima da faixa de temperatura especificada por norma (40°C a 70°C) como pode ser visto na “Fig. 5”.

#### 4.5 Adesividade

Os ensaios de adesividade de todas as condições testadas tiveram resultados satisfatórios, conforme esperado, pois o ligante AMP 60/85 costuma ter boa interação com o agregado de origem basáltica, utilizado nesta pesquisa.

#### 5. CONCLUSÕES

A partir dos resultados obtidos, é possível concluir que o óleo de cozinha apresenta potencial para ser utilizado como agente rejuvenecedor de ligantes asfálticos, tendo se mostrado eficiente para a maioria das características avaliadas.

O teor de 1% pode ser considerado o mais indicado, pois além de melhorar as características, em todos os quesitos ficou nos limites especificados e próximo dos valores do ligante virgem. A utilização de teores mais elevados pode trazer problemas em relação à deformação permanente da mistura asfáltica, devido à baixa consistência do ligante, indicado pelo alto valor de penetração e baixo ponto de amolecimento.

Os teores mais elevados de óleo podem ser melhor explorados para a produção de misturas asfálticas em temperaturas menores (misturas asfálticas mornas), devido a menor consistência do ligante nestas condições.

Para que o uso do óleo seja realmente utilizado em obras rodoviárias, são necessários estudos mais aprofundados. Para isso, sugere-se, como um próximo passo desta pesquisa, o estudo da interação do óleo com outros tipos de ligantes e a análise das características de misturas asfálticas recicladas com utilização deste material. Também são necessários comparativos econômicos entre a reutilização de óleo de cozinha e os agentes rejuvenescedores disponíveis no mercado.

#### Agradecimentos

Os autores agradecem ao Programa Especial de Treinamento em Engenharia Rodoviária - PETER, ao Laboratório de Pavimentação da UFRGS - LAPAV e a todos que de alguma forma contribuíram para a realização desta pesquisa.

#### 6. REFERÊNCIAS

ABNT NBR 15235 – *Determinação do efeito do calor e do ar em uma película delgada rotacional*. Associação Brasileira de Normas técnicas, Rio de Janeiro, 2005.

ABNT NBR 15184 – *Determinação da viscosidade em temperaturas elevadas usando um viscosímetro rotacional*. Associação Brasileira de Normas técnicas, Rio de Janeiro, 2004.

ABNT NBR 6560 – *Determinação do ponto de amolecimento – Método anel e bola*. Associação Brasileira de Normas técnicas, Rio de Janeiro, 2008.

ABNT NBR 6576 – *Determinação da penetração*. Associação Brasileira de Normas técnicas, Rio de Janeiro, 2007.

ABNT NBR 6300 – *Determinação da resistência à água (adesividade) em agregados graúdos*. Associação Brasileira de Normas técnicas, Rio de Janeiro, 2009.

ANP – Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis. Cimentos Asfálticos de Petróleo. Resolução ANP n° 32 de 21 de setembro de 2010 – Regulamento Técnico n° 04/2010

DNIT Norma 130 – *Determinação da recuperação elástica de materiais asfálticos betuminosos pelo ductilômetro*. Departamento



Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro, 2010.

CHEN, M.; XIAO, F.; PUTMAN, B.; LENG, B.; WU, S. High temperature properties of rejuvenating recovered binder with rejuvenator, waste cooking and cotton seed oils. **Construction and Building Materials**, v.59, p. 10-16, 2014.

DEDENE, C. D. **Investigation of using waste engine oil blended with reclaimed asphalt materials to improve pavement recyclability**. Dissertação de mestrado, Michigan Technology University, Houghton, Michigan, USA, 2011.

OSMARI, P. H.; ARAGÃO, F. T. S. Avaliação do resíduo de óleo vegetal como agente rejuvenescedor de ligantes a partir de análises reológicas e de morfologia de superfície. **XXIX Congresso Nacional De Pesquisa Em Transporte da ANPET**, Ouro Preto, Minas Gerais, 2015.

SILVA, L. S. **Contribuição ao estudo do envelhecimento de ligantes asfálticos. Influencia da adição de polímeros e comportamento frente a radiação UV**. Tese de doutorado, UFRGS, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, 2005.

ZARGAR, M.; AHMADINIA, E.; ASLI, H.; KARIM, M. R. Investigation of the possibility of using waste cooking oil as a rejuvenating agent for aged bitumen. **Journal of Hazardous Materials**, n.233-234, p. 254-258, 2012.

## CARACTERIZAÇÃO DO SOLO DE UM TALUDE ROMPIDO NO MUNICÍPIO DE BENTO GONÇALVES – RIO GRANDE DO SUL

**Gustavo Gasparin**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil da Universidade de Caxias do Sul  
ggasparin1@ucs.br

**Taila da Silveira**

Acadêmica do curso de Engenharia Civil da Universidade de Caxias do Sul  
tsilveira@ucs.br

**Jaqueline Bonatto**

Professora dos cursos de Engenharia Ambiental e Civil da Universidade de Caxias do Sul  
jbonatto4@ucs.br

**Resumo.** *A instabilidade dos solos é um problema que atinge nossos terrenos há muito tempo. Em diversas obras no mundo, sejam elas barragens, ferrovias ou muros de canais, de magnitudes distintas, já foram registrados acidentes provocados por essas instabilidades. A partir desses relatos históricos, foi possível compreender a relevância que o estudo das propriedades e características dos solos representa. Antes de executar qualquer obra de engenharia civil, é imprescindível avaliar a reação dos solos, seja no alívio ou na aplicação de tensões.*

*O presente trabalho descreve um estudo realizado com uma amostra de solo proveniente de um talude rompido de Bento Gonçalves, no Rio Grande do Sul. O objetivo é, a partir da caracterização dos solos mediante realização de ensaios de granulometria e limites de consistência, identificar possíveis causas para a instabilidade e rompimento do talude avaliado.*

**Palavras-chave:** *Talude. Instabilidade. Geomecânica.*

### 1. INTRODUÇÃO

Os grandes acidentes provocados por instabilidade de taludes vêm sendo presenciados no mundo há muitos anos. Alguns desses acidentes são provocados por deslizamentos de terra. Bastos (1999) define essa instabilidade como a combinação de processos, os quais provocam deterioração e deslocamento dos materiais que compõe a crosta da terra. Esse processo natural pode ser provocado por agentes como água, vento e os mares.

Quando a instabilidade do solo é provocada pela água, pode ser denominada como hídrica. Além dos agentes naturais supracitados, a ação do homem pode acelerar esses processos, e assim ela é denominada como hídrica acelerada.

Dentre as ações do homem, uma das causas de instabilidade de taludes, que pode agravar o processo erosivo, de acordo com Bastos (1999), são as escavações realizadas para obras de engenharia civil dos mais diversos tipos. O autor ainda relata que esse processo deve ser realizado com embasamento em estudos das propriedades dos solos.

Perazzolo (2003) destaca que a instabilidade dos taludes naturais pode ocorrer

devido a causas internas, como diminuição da resistência ao cisalhamento provocada pelo intemperismo; e causas externas, tais como sobrecargas no talude e escavações, corroborando com a afirmativa de Bastos (1999).

Das propriedades do solo a serem analisadas, a granulometria é uma das mais importantes, pois permite que os solos sejam examinados de acordo com o tamanho de suas partículas. A análise da granulometria é feita através da curva granulométrica.

De acordo com Caputo (1988), conforme a curva obtida no gráfico, o solo pode ser classificado com uma granulometria contínua ou descontínua, uniforme ou não, bem graduada ou mal graduada.

Caputo (1988) enfatiza também a importância do estudo da plasticidade dos solos, característica que define a maior ou menor capacidade do solo em ser moldado sem sofrer alterações em seu volume inicial. O autor ressalta que é uma relevante característica das argilas. Em Laboratório, é realizado o ensaio de Limite de Plasticidade, onde é obtida a umidade do solo quando seu estado é alterado de plástico para quebradiço.

A umidade natural do solo é outro notável atributo dos solos que auxilia na compreensão da reação do solo perante a presença de chuva. Além das características supracitadas, o conhecimento do limite de liquidez, que é a umidade característica onde percebemos a transição do estado do solo de líquido para plástico, também é fundamental para compreender o comportamento do solo em análise.

Conhecendo as propriedades supracitadas dos solos e com embasamento em estudos anteriormente realizados, é possível correlacionar as variáveis que tendem a ocasionar a instabilidade dos taludes. Nesse trabalho serão abordadas essas propriedades para realizar tal identificação de possíveis causas que provocaram a instabilidade do solo no município de Bento Gonçalves no Rio Grande do Sul.

## 2. METODOLOGIA DE TRABALHO

Para a elaboração do presente estudo, foram realizados ensaios de caracterização da amostra do solo obtida. A partir dos resultados obtidos, as análises foram elaboradas com base em estudos já realizados, buscando associar as propriedades do solo com as causas do deslizamento ocorrido.

### 2.1 Objeto de estudo

A amostra de solo investigada foi obtida em um talude rompido no município de Bento Gonçalves no Rio Grande do Sul. Nesse terreno houve um rompimento, e o presente trabalho tem o objetivo de relatar e identificar possíveis causas desse fenômeno, buscando relacioná-las com as propriedades do solo, com embasamento em estudos já realizados por outros pesquisadores. Conforme Caputo (1988) destaca, o conhecimento das propriedades do solo é fundamental para colaborar com estimativas de comportamento do mesmo, com relação ao fenômeno de instabilidade de solos que ocorre com frequência significativa no mundo todo. O talude apresentava uma quantidade significativa de vegetação, conforme Figura 1, entretanto houve o desmoronamento de boa parte de solo.



Figura 1 – Talude rompido.

### 2.2 Ensaios de Caracterização

Para caracterização da amostra do solo supracitada, foram realizados ensaios de

análise granulométrica, através do peneiramento de acordo com a NBR 7181. O ensaio de limite de liquidez foi executado conforme a NBR 6459 e limite de plasticidade com base no Método da NBR 7180.

**Análise granulométrica.** Para identificar as dimensões das partículas do solo, é realizada a análise granulométrica, a qual consiste nas etapas de peneiramento e sedimentação, conforme afirma Pinto (2006).

Uma quantidade de solo foi secada ao ar livre e em seguida o solo foi destorroado. Foi selecionada uma amostra de 500 g de solo previamente preparada. O conjunto de peneiras é montado com um fundo na parte inferior, seguido da peneira de menor abertura. O crescimento das malhas se dá de baixo para cima, sendo utilizada uma tampa superior para evitar a perda de partículas do solo. O solo é colocado no conjunto das peneiras e o mesmo é agitado para que cada partícula fique alocada na malha correspondente.



Figura 2 – Peneiras utilizadas no ensaio.

A amostra do solo retida em cada peneira é pesada, e a partir dessas informações é traçada a curva granulométrica para classificação do solo.

**Limite de Liquidez.** O ensaio do Limite de Liquidez (LL) é executado com o Aparelho de Casagrande. Para a realização do ensaio, foi utilizada uma amostra de solo seco que passou na peneira de número 40, com abertura de 0,42 milímetros. Após peneirado o solo, ele foi colocado em um recipiente e adicionada água aos poucos, para obter a homogeneização da massa. Em seguida, é passada uma quantidade de massa na concha do Aparelho de Casagrande, de maneira uniforme e com um centímetro de espessura, aproximadamente.

No meio da massa, é feita uma ranhura, com o uso do cinzel conforme a Figura 3. Gira-se a manivela e inicia-se a contagem de golpes, e, quando a ranhura se fechar, os mesmos são interrompidos. Pinto (2006) destaca que esse procedimento deve ser realizado diversas vezes e a quantidade de golpes em cada teste anotada.



Figura 3 – Aparelho de Casagrande.

Retira-se uma pequena quantidade de material, o qual é pesado e colocado na estufa para secagem e, posteriormente, realizar a determinação da umidade. O restante da massa é colocado novamente no recipiente e adiciona-se mais água para homogeneizar novamente.

As etapas do processo foram realizadas cinco vezes.

Com as amostras de solo seco, foram obtidos valores de umidade em cada um dos testes e os resultados interpolados para encontrar a umidade com aplicação de 25 golpes. O Limite de Liquidez do solo é a determinação do teor de umidade quando a ranhura se fecha com a aplicação de 25 golpes no Aparelho de Casagrande.

**Limite de Plasticidade.** O ensaio de Limite de Plasticidade(LP), consiste na moldagem de um cilindro de 3 mm de diâmetro, o qual é rolado com a palma da mão. No ensaio realizado, foram moldados três cilindros, conforme Figura 4.



Figura 4 – Cilindros moldados.

O menor teor de umidade com o qual essa moldagem foi realizada, sem que se tornasse quebradiça, é o que define o Limite de Plasticidade.

De posse dos resultados obtidos nos ensaios supracitados, é possível obter o Índice de Plasticidade (IP), correspondente aos valores em que o solo se encontra no estado plástico, encontrado pela diferença entre o Limite de Liquidez e o Limite de Plasticidade.

Caputo (1988) enfatiza que, solos com IP maior que 15 são altamente plásticos, enquanto que solos com IP entre 7 e 15 são considerados medianamente plásticos. Por fim, o autor

afirma ainda que solos com IP entre 1 e 7 são fracamente plásticos.

O Índice de Liquidez (IL) é uma propriedade que diz respeito ao adensamento dos solos argilosos. É obtido através do teor de umidade do solo menos o LP divididos pela diferença entre o LL e LP.

Por fim, foi definido o Índice de Consistência (IC) do solo, o qual reflete a consistência do mesmo no seu estado natural. A obtenção desse Índice se dá a partir da diferença entre o LL e a umidade natural do solo, dividida pelo IP.

### 3. RESULTADOS E ANÁLISES

No ensaio de peneiramento foram obtidos os seguintes resultados, demonstrados na tabela 1.

Tabela 1. Análise granulométrica do Solo

Nº da peneira	Abertura (mm)	% Passante
3/4	19,10	100,00
1/2	12,70	100,00
3/8	9,52	99,84
4	4,76	91,48
8	2,38	65,61
10	2,00	59,99
16	1,19	43,13
20	0,85	30,82
30	0,60	21,75
40	0,43	8,55
50	0,30	1,21
60	0,25	0,32
80	0,18	0,24
100	0,15	0,16
200	0,075	0,02
Fundo		0,00

A partir dos dados obtidos de porcentagens de solo passantes em cada peneira, foi possível realizar a classificação do solo de acordo com a escala granulométrica brasileira da ABNT. Conforme demonstrado na tabela 2, é possível



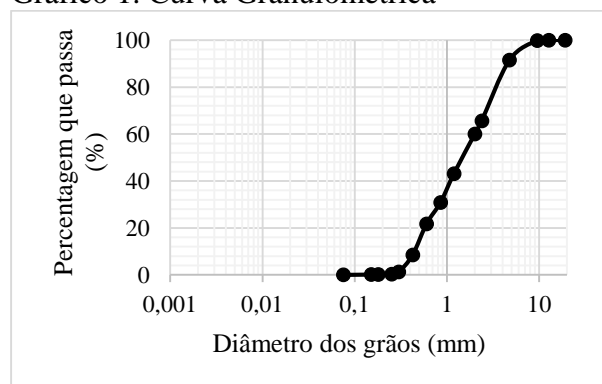
concluir que o solo apresenta uma curva granulométrica contínua, sendo a maioria dos seus grãos classificados como areia média.

Tabela 2. Composição das Partículas do Solo

Composição	(%)
Argila	0
Silte	0,02
Areia Fina	8,53
Areia Média	51,44
Areia Grossa	39,85
Pedregulho	0,16

A curva granulométrica obtida conforme demonstrado no gráfico 1 corrobora com as informações supracitadas.

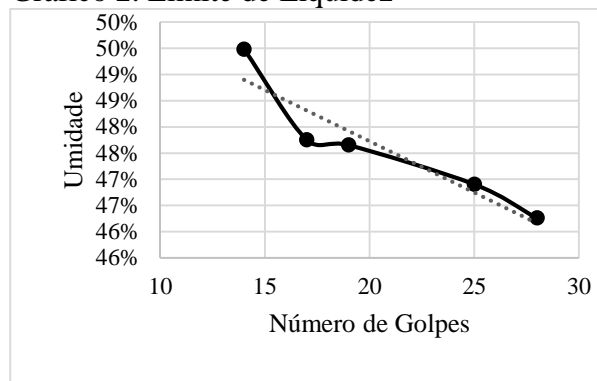
Gráfico 1. Curva Granulométrica



Corroborando com os estudos feitos por Mattos (2009) as características do solo arenoso estudado são propícias para a instabilidade de taludes, combinado com outros fatores citados pela autora, tais como a presença de chuvas intensas e falta de proteção superficial. Nos estudos realizados por Bastos (1999) uma das amostras de solos analisadas apresenta granulometria semelhante ao solo analisado no presente trabalho. Bastos (1999) fez uma série de ensaios laboratoriais e a partir dos resultados concluiu que o solo supracitado é de média a alta erodibilidade.

O limite de liquidez obtido para o solo estudado foi de 46,91%. O ensaio foi realizado cinco vezes e os resultados atingidos foram plotados no gráfico 2 demonstrado a seguir.

Gráfico 2. Limite de Liquidez



Na Figura 5, apresentamos as amostras do solo usadas no ensaio de LL após ficarem 24 horas na estufa para o processo de secagem e obtenção da umidade.



Figura 5 – Amostras do ensaio de LL.

O limite de plasticidade, que é o menor valor obtido entre os três ensaios realizados é de 37,65%. Aplicando os valores de LL e LP na equação mencionada anteriormente, o Índice de Plasticidade obtido para esse solo é de 9,25%, o qual indica que o solo é medianamente plástico. Os valores obtidos, tanto de LL quanto de IP não se encaixam nas faixas dos resultados típicos de solos brasileiros citados na obra de Pinto (2006), entretanto se aproximam significativamente dos valores de areias argilosas de São Paulo, o que colabora com os valores de granulometria encontrados no outro ensaio.



No ensaio de umidade natural do solo foram avaliadas três amostras e o teor médio obtido foi de 36,76%.

O Índice de Consistência do solo é de 1,09 o que indica que o solo é duro. Valor obtido de IC está correlacionado com o teor de umidade do solo e a facilidade de moldagem do mesmo. Esse valor solidifica o ensaio de LP, em virtude da dificuldade em moldar o solo com os dedos sem que se tornasse quebradiço. Na Figura 6 apresentam-se as porções do solo seco após o ensaio de LP, e todas estão quebradas, o que aconteceu logo após serem colocadas nas cápsulas validando o valor de IC obtido.



Figura 6 – Amostras do ensaio de LP.

Por fim, o último Índice avaliado no presente trabalho, é o de Liquidez, o qual permite classificar as argilas conforme seu adensamento. O IL do solo em estudo é de 0,09, o que indica que a argila é muito pré-adensada.

Ao avaliar os dados obtidos, verificou-se que a análise granulométrica comprova o visto no local, o solo apresenta coloração mais clara e porosa, comprovando ser um solo arenoso.

Para executar os ensaios de LL e LP, houve uma dificuldade enorme, visto que eles foram realizados duas vezes e os resultados se mostraram compatíveis. Devido à pouca porcentagem de material argiloso na amostra do solo estudado, os ensaios de LL e LP não se mostraram compatíveis com as características

reais. Será necessário para avaliar melhor este solo, realizar ensaio de determinação de índice de vazios. Ainda assim, podemos verificar que através dos dados obtidos, o solo apresenta característica de erodibilidade e baixa resistência quando em contato com água.

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

Fundamentado nos estudos realizados por autores referenciados, é possível afirmar que solos arenosos com propriedades físicas semelhantes ao do solo analisado são vulneráveis a erosões.

Essa vulnerabilidade se dá pelo tipo de solo. Entretanto, apenas os ensaios realizados não são suficientes para afirmar com precisão que todos os solos com essas características estão susceptíveis a instabilidade, visto que até o modo de execução dos ensaios é um fator que influencia nos resultados. Deste modo, os estudos das características dos solos devem ser realizados com seriedade e relevância, pois a partir dos seus valores é factível identificar possíveis comportamentos dos solos, baseando-se em suas características.

Caputo (1988) enfatiza que as principais causas da instabilidade de taludes são o decréscimo de resistência ao cisalhamento dos solos e a ocorrência de precipitações elevadas, as quais provocam saturação do solo e, conseqüentemente, incremento de peso nas cargas aplicadas no talude. Contudo, Bastos (1999) destaca que a susceptibilidade dos solos a erosão é uma das variáveis mais complicadas de caracterização visto que pode ter relação com fatores hidráulicos, geológicos e geotécnicos. Junior (2005) destaca que a instabilidade de taludes ocorre por uma série de eventos, desde a formação das rochas até as ações ocorridas posteriormente, tais como intemperismo, erosões e ações do homem. Para um resultado mais robusto, é necessário realizar mais ensaios, tais como os desenvolvidos no trabalho de Junior (2005), no qual foi realizada uma caracterização geotécnica aprofundada, com ensaios de

granulometria, de cisalhamento, e assim, determinados parâmetros usados para analisar estabilidade de taludes bem como fatores de segurança. O solo analisado por Junior (2005) assim como o avaliado neste trabalho apresentou parcela significativa de areia.

A amostra de solo de Bento Gonçalves avaliada foi coletada logo após um período de chuvas atípicas, o que pode ter contribuído para o rompimento do talude, visto que Rocha (2011) afirma que quando o solo está saturado, a pressão exercida pela água diminui a resistência ao cisalhamento em virtude do menor contato entre os grãos, o que o torna mais frágil e instável. O solo contém grande parcela de areia, sendo assim, apresenta elevada capacidade de retenção de água, o que o torna pegajoso, contribuindo para a dificuldade de realização do ensaio de Limite de Liquidez, visto que esse ensaio é usado para solos com maior presença de argila. Escobar (2013) avaliou algumas amostras de solos de regiões onde ocorreram uma série de escorregamentos no Rio de Janeiro em 2011. Os solos examinados por ele, apresentaram características semelhantes ao de Bento Gonçalves, com elevada presença de areia na sua composição granulométrica e limite de liquidez parecido.

Por fim, é possível concluir que a partir de embasamento em estudos realizados e execução de ensaios propícios, os rompimentos de taludes podem ser evitados e contidos.

#### *Agradecimentos*

Agradecemos a todos que colaboraram para a preparação desse trabalho, principalmente a professora Jaqueline Bonatto por ter nos orientado na realização dos ensaios e elaboração do artigo.

#### **4. REFERÊNCIAS**

**BASTOS, C. A. B. Estudo geotécnico sobre a erodibilidade de solos residuais não**

**saturados.**1999. Dissertação (Doutorado em Engenharia – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre RS, 2004.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações.** 6. ed., rev. e ampl. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1987-1988. 3 v.

ESCOBAR, F. (2013) - **Estudos Geotécnicos para Caracterização de Solos nas Cicatrizes de um Escorregamento no Distrito de Conquista: Nova Friburgo/RJ.** Departamento de Engenharia Civil/PUC, 13p.

JUNIOR, I. P. **Caracterização Geotécnica e Análise de Estabilidade de Taludes de mineração em solos da mina de Capão Xavier.** 2005. Dissertação (Magister Scientiae – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil): Universidade Federal de Viçosa, Viçosa MG, 2005.

MATTOS, K. C. A. **Processos de Instabilização em taludes rodoviários em solos residuais arenosos: Estudo na rodovia Castello Branco (SP 280), Km 305 a 313.**2009. Dissertação (Mestrado em Geotecnia – Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos): Universidade de São Paulo, São Carlos SP, 2009.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso básico de mecânica dos solos.** 3. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2006. 367 p. ISBN 9788586238512.

PERAZZOLO, L. **Estudo Geotécnico de dois taludes da Formação Serra Geral, RS.**2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Escola de Engenharia): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2003.

**ROCHA, R. P. O. Instrumentação geotécnica com fibra ótica: monitoramento de frente de umedecimento e análise da variação do grau de saturação em solos arenosos.2011.** Dissertação (Mestrado em Geotecnia – Programa de Pós-Graduação em Construção Civil – Setor de Tecnologia): Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR, 2011.

## INFLUÊNCIA DA POROSIDADE E TEOR VOLUMÉTRICO DE CAL NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES E RIGIDEZ INICIAL DE MISTURAS CINZA DE CASCA DE ARROZ E CAL

**Helena Batista Leon, Eng. Civil**

Mestranda em Engenharia, PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil  
helenableon@gmail.com

**Maurício Birkan Azevedo, Eng. Civil**

Mestrando em Engenharia, PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil  
mauriciobazevedo@hotmail.com

**Mariana da Silva Carretta, Eng. Civil**

Mestranda em Engenharia, PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil  
marianacarretta@gmail.com

**Nilo Cesar Consoli, Ph.D.**

Professor Titular de Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, Brasil  
consoli@ufrgs.br

**Resumo.** *Obras geotécnicas usualmente envolvem grandes quantidades de materiais e movimentações de terra que poderiam ser evitadas com o melhor aproveitamento dos materiais locais. Pensando nisso, esta pesquisa buscou o aproveitamento de um resíduo, a cinza de casca de arroz (CCA), para o desenvolvimento de um novo material geotécnico. Foi testada a influência do teor de cal e da porosidade, através do parâmetro porosidade/teor volumétrico de cal ( $\eta/C_{av}$ ) na resistência à compressão simples ( $q_u$ ) e rigidez ( $G_0$ ) dos corpos de prova, conforme a metodologia de dosagem de Consoli et al. (2009). Foram realizadas misturas com três diferentes teores de cal e três diferentes índices de vazios. Pode ser percebido que o parâmetro  $\eta/C_{av}$  é adequado para estimar a resistência e a rigidez inicial das misturas de cinza e cal realizadas, podendo seu comportamento ser descrito por uma única equação de  $G_0/q_u$  versus  $\eta/C_{av}$ .*

**Palavras-chave:** *Estabilização de solos. Cinza de casca de arroz. Parâmetro porosidade/teor volumétrico de cal.*

### 1. INTRODUÇÃO

Na engenharia, os profissionais estão constantemente em busca de soluções que satisfaçam os requisitos de projeto e que sejam economicamente viáveis. Procuram-se novas técnicas e novos materiais que possam diminuir o tempo de execução da obra, o gasto energético e as emissões atmosféricas. Ainda, procura-se reutilizar materiais e incorporar rejeitos de outros setores, a fim de diminuir o impacto ambiental das obras e o seu custo final.

A melhoria de solos com a cal é motivada tanto por aspecto técnico como ambiental e econômico, uma vez que o consumo energético despendido para sua fabricação é bastante inferior do que para a fabricação de cimento e, por caracterizar-se como o agente estabilizante mais econômico utilizado usualmente (DALLA ROSA, 2009).

Para a estabilização de solos arenosos, quando o consumo de cimento tornar a estabilização inviável, pode-se fazer o uso de cinzas a fim de torná-los reativos à cal. (MATEOS, 1961).

A cinza de casca de arroz é um resíduo da incineração da casca de arroz nas indústrias de beneficiamento do grão, a fim de gerar energia e também de reduzir o volume de casca acumulada, visto que a casca de arroz já é considerada um resíduo da cultura orizícola.

Juliano (1985) concluiu que a casca de arroz, quando incinerada, produz aproximadamente 20% de seu peso de cinza. Ainda, segundo Ali et al. (1992), cada 4 toneladas de arroz geram 1 tonelada de casca.

Somente o Rio Grande do Sul, na safra 2015/2016, produziu mais do que 7 milhões de toneladas de arroz (IRGA, 2016). A partir dos dados previamente apresentados, pode-se estimar que cerca de 400 mil toneladas de cinza teriam sido produzidas a partir da incineração de toda a casca proveniente da referida safra no estado.

Devido à grande disponibilidade deste resíduo, com extremo potencial para a utilização como material geotécnico de baixo custo agregado, considera-se fundamental a análise de seu comportamento quando combinado com diferentes teores de cal.

Consoli et al. (2009) foram os primeiros a desenvolverem uma metodologia de dosagem baseada em um critério racional, onde a porosidade/teor volumétrico de cal desempenha um papel fundamental na avaliação da resistência à compressão simples desejada.

Este estudo apresenta a influência da quantidade de cal e da porosidade no módulo cisalhante inicial ( $G_0$ ) e na resistência à compressão simples ( $q_u$ ) de corpos de prova de cinza da casca de arroz.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Estabilização de solos com cinza de casca de arroz

A cinza apropriada para o desenvolvimento de reações pozolânicas é a cinza amorfa, por possuir uma maior superfície específica, o que possibilita uma

melhor interação química com a cal. A fim de produzir a variedade amorfa, a temperatura de incineração deve ser controlada entre 550°C e 700°C. Temperaturas abaixo de 500°C podem não garantir a queima de todo o material orgânico, enquanto temperaturas acima de 900°C produzem cinzas cristalinas (BOATENG; SKEETE, 1990). De acordo com Metha (1975), quando incinerado em temperatura controlada, o resíduo misturado com a cal se transforma em um cimento estruturalmente tão bom quanto o cimento Portland.

A cinza da casca de arroz, assim como a cinza volante, por si só não possui cimentação. O poder cimentício é garantido a partir da reação química da sílica amorfa com a cal, produzindo silicatos hidratados de cálcio (BOATENG; SKEETE, 1990). “As reações químicas produzidas entre a cal e a cinza da casca de arroz, e seus efeitos físicos sobre os solos, são muito similares aos que acontecem entre a cal e os argilo-minerais de solos argilosos” (BEHAK, 2007, p. 8).

As vantagens relacionadas à adição de cinza da casca de arroz ao solo são apontadas por Behak (2007) e estão relacionadas à melhoria das propriedades físicas e mecânicas dos solos e à disposição adequada de um resíduo nocivo à saúde humana.

### 2.2 Influência da cal

O emprego da cal como agente estabilizador de solos é o mais antigo método de estabilização química conhecido. A cal utilizada para a estabilização de solos é o produto proveniente da calcinação de rochas carbonatadas cálcicas ou magnesianas (dolomíticas), a uma temperatura próxima de 1000°C (GUIMARÃES, 2002). O resultado da calcinação é o óxido de cálcio (CaO) e o cálcio-magnésio (CaO-MgO) (BEHAK, 2007).

Quanto maior a quantidade de sílica (SiO<sub>2</sub>) e alumina (Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) na composição da cinza, maior será sua reatividade à cal,

formando silicatos hidratados de cálcio CSH e aluminatos hidratados de cálcio (CAH).

### 2.3 Emprego do parâmetro $\eta/C_{av}$

O parâmetro porosidade/teor volumétrico de cal, proposto por Consoli et al. (2009) corresponde à relação entre a porosidade do corpo de prova dividida pela quantidade em volume de cal utilizada na dosagem. Este parâmetro é utilizado no presente estudo para prever a resistência à compressão simples e a rigidez inicial da cinza cimentada artificialmente.

O emprego do  $\eta/C_{av}$  ajustado por um expoente, mostra que uma função potencial é adequada para relacionar os resultados de resistência à compressão ( $q_u$ ) e módulo cisalhante inicial ( $G_0$ ) versus  $\eta/C_{av}$  (CONSOLI; SAMANIEGO; VILLALBA, 2016).

O expoente 0,11, utilizado nesta pesquisa está de acordo com o observado na estabilização de outros materiais estabilizados com cal, ainda que estes utilizassem outras variedades de cal e cinzas (CONSOLI; DALLA ROSA; SALDANHA, 2011; CONSOLI et al., 2016).

## 3. MATERIAIS UTILIZADOS

Este trabalho contempla a utilização de cinza de casca de arroz, cal hidratada e água, materiais que serão descritos e caracterizados a seguir.

O ensaio de caracterização granulométrica da cinza seguiu as definições da NBR 7181 (ABNT, 1984), sendo realizado peneiramento grosso (para os grãos maiores de 2 mm) e combinação de peneiramento fino mais sedimentação (para a fração de material menor que 2 mm).

As massas específicas das amostras de cinza e cal foram determinadas seguindo as especificações da NBR 6508 (ABNT, 1984).

### 3.1 Cinza de casca de arroz

A cinza de casca de arroz (CCA) foi cedida pelo Grupo Pilecco Nobre, localizado no município de Alegrete, estado do Rio Grande do Sul. A empresa utiliza um sistema de geração de energia elétrica que permite a combustão da casca de arroz para a geração de energia térmica (vapor) e energia elétrica, em temperaturas que mantém de forma estável e controlada o estado amorfo da sílica contida na casca de arroz. Devido ao controle de temperatura utilizado, esta cinza foi transformada em um subproduto da referida empresa, sendo denominada comercialmente como Silcca Nobre.

A curva de distribuição granulométrica da cinza pode ser observada na Fig. 1.



Figura 1. Curva granulométrica da cinza de casca de arroz

As porcentagens referentes a cada material podem ser melhor observadas na Tabela 1.

Tabela 1. Porcentagem granulométrica da cinza de casca de arroz

Pedregulho	0%
Areia Grossa	0%
Areia Média	0%
Areia Fina	0%
Silte	91%
Argila	9%



A massa específica real dos grãos da cinza de casca de arroz é 2,2 g/cm<sup>3</sup>.

### 3.2 Cal Hidratada

Foi utilizada a cal hidratada dolomítica do tipo CH-II, comercialmente chamada de Primor Extra produzida pela empresa Dagoberto Barcelos em Caçapava do Sul, estado do Rio Grande do Sul.

A massa específica real dos grãos de cal é de 2,49 g/cm<sup>3</sup>.

### 3.3 Água

Foi utilizada água destilada para os ensaios de caracterização e procedimentos de moldagem dos corpos de prova. Para a imersão dos corpos de prova antecedendo os ensaios de ultrassom e compressão simples foi utilizada água proveniente da rede pública de abastecimento.

## 4. MÉTODOS DE ENSAIOS

O estudo abordou a análise de três diferentes pesos específicos aparentes seco ( $\gamma_d$ ) e três teores de cal ( $Ca$ ), sendo estes:  $\gamma_d = 9, 10$  e  $11$  kN/m<sup>3</sup>; e  $Ca = 5, 8$  e  $11\%$ . Ainda, para todos os corpos de prova, foi utilizado um teor de umidade igual a 18%.

### 4.1 Moldagem dos corpos de prova

Foram moldados 54 corpos de prova de 100mm  $\pm$  1mm de altura e 50mm  $\pm$  0,5 mm de diâmetro no sistema de triplicatas.

A mistura era feita inicialmente entre a cinza e a cal, somente após a homogeneização a água era adicionada. Após isso, misturava-se novamente até atingir a homogeneização mais uma vez.

Os corpos de prova foram moldados em um molde metálico tripartido e a moldagem era realizada estaticamente em três camadas escarificadas entre si.

As amostras eram armazenadas em saco plástico, onde permaneceram durante o tempo de cura (7 e 28 dias) em temperatura ambiente controlada a 23 graus Celsius.

No dia que antecedia aos ensaios de ultrassom e compressão simples, os corpos de prova foram imersos em um recipiente com água durante 24 horas, a fim de minimizar efeitos da sucção. Dalla Rosa (2009) comprova a eficiência de tal procedimento.

Os corpos de prova eram considerados aptos para os ensaios se atendessem aos seguintes critérios em relação aos valores de dosagem previamente estipulados: massa específica aparente seca entre 99% e 101%; teor de umidade com variação de mais ou menos 0,5%; diâmetro de mais ou menos 0,5 mm; altura de mais ou menos 1,0 mm.

### 4.2 Ensaio de compressão simples

Para os ensaios de resistência à compressão simples utilizou-se uma prensa automática com anéis dinamométricos calibrados com capacidades de 10 kN e 50 kN. A velocidade de deformação da prensa foi de aproximadamente 1,14 mm por minuto.

Os ensaios seguiram as recomendações da NBR 12025 (ABNT, 2012). A Norma salienta que, para três corpos de prova de dosagem idêntica, só podem ser considerados valores que se encontrem dentro da faixa de variação de 10% para mais ou para menos da média entre eles.

A Fig. 2 ilustra o ensaio de resistência à compressão simples de um corpo de prova de cinza de casca de arroz.



Figura 2. Ensaio de resistência à compressão simples



Figura 3. Medição de velocidade das ondas cisalhantes

#### 4.3 Ensaio de velocidade de pulso e constantes elásticas ultrassônicas

Os ensaios de determinação da velocidade de pulso e das constantes elásticas ultrassônicas foram realizados de acordo com a ASTM D2845 (ASTM 2008) e permitem a determinação do módulo cisalhante inicial dos corpos de prova através da Eq. (1), sendo  $\gamma$  igual ao peso específico natural do corpo de prova e  $V_s$  é igual a velocidade da onda cisalhante medida no ensaio.

$$G_0 = \gamma \times V_s^2 \quad (1)$$

Durante o ensaio, transdutores são acoplados na base e no topo do corpo de prova com o uso de um gel especial para ensaios de ondas cisalhantes, conforme a Fig. 3. A acurácia das medidas está na habilidade do operador de determinar precisamente a distância entre os transdutores e do equipamento em medir precisamente o tempo de percurso do pulso da onda de cisalhamento.

A onda possui um formato senoidal e pode ser observada por meio de saídas acopladas a um computador.

## 5. RESULTADOS

### 5.1 Efeito do $\eta/Cav^{0.11}$ na resistência à compressão simples

Os resultados obtidos para a resistência à compressão simples dos ensaios de cinza de casca de arroz e cal dolomítica em função do parâmetro  $\eta/Cav^{0.11}$  estão apresentados na Fig. 4.

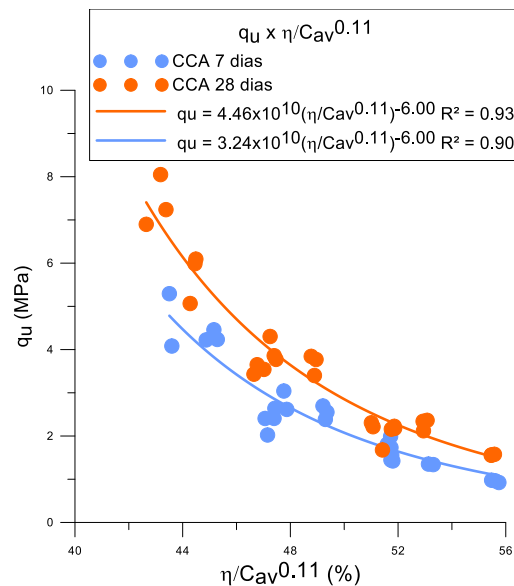


Figura 4. Variação da resistência à compressão simples da mistura estudada em função do parâmetro  $\eta/Cav^{0.11}$  para diferentes tempos de cura

Observa-se que quanto maior o teor de cal, para uma mesma densidade, maior a resistência à compressão simples. Assim como, maiores densidades dos corpos de prova, para o mesmo teor de cal, atingem melhores resistências.

O comportamento supracitado está explicitado na forma do parâmetro porosidade/teor volumétrico de cal, o qual elucida que a resistência à compressão simples dos corpos de prova pode ser representada por uma função potência. As equações referentes ao desempenho frente aos ensaios de compressão simples dos corpos de prova curados por 7 e 28 dias estão apresentadas nas Eq. (2) e na Eq. (3), respectivamente.

$$q_u = 4,46 \times 10^{10} \times \left( \frac{\eta}{C_{av}^{0,11}} \right)^{-6,00} \quad (2)$$

$$q_u = 3,24 \times 10^{10} \times \left( \frac{\eta}{C_{av}^{0,11}} \right)^{-6,00} \quad (3)$$

A resistência à compressão simples cresce exponencialmente com a redução da porosidade para todas as misturas estudadas.

O expoente -6,00 foi o que melhor se ajustou ao material estudado, apresentando boas correlações ( $R^2 > 0,90$ ) para os dois tempos de cura avaliados.

Nota-se um aumento de 38% na resistência à compressão simples entre as amostras curadas por 7 dias e 28 dias. Porém, ressalta-se que devido à flexibilidade fornecida pela utilização do parâmetro  $\eta/C_{av}^{0,11}$ , uma mesma resistência obtida a 28 dias pode ser obtida aos 7 dias apenas variando o índice de vazios, ou seja, compactando mais o solo, ou adicionando um teor maior de agente cimentante.

## 5.2 Efeito do $\eta/C_{av}^{0,11}$ no módulo cisalhante inicial ( $G_0$ )

A variação do módulo cisalhante inicial ( $G_0$ ) com a variação do parâmetro  $\eta/C_{av}^{0,11}$  é apresentada na Fig. 5. Assim como para a

resistência à compressão simples, um aumento na quantidade de cal na dosagem e uma maior compactação proporcionam um aumento exponencial do módulo cisalhante inicial.

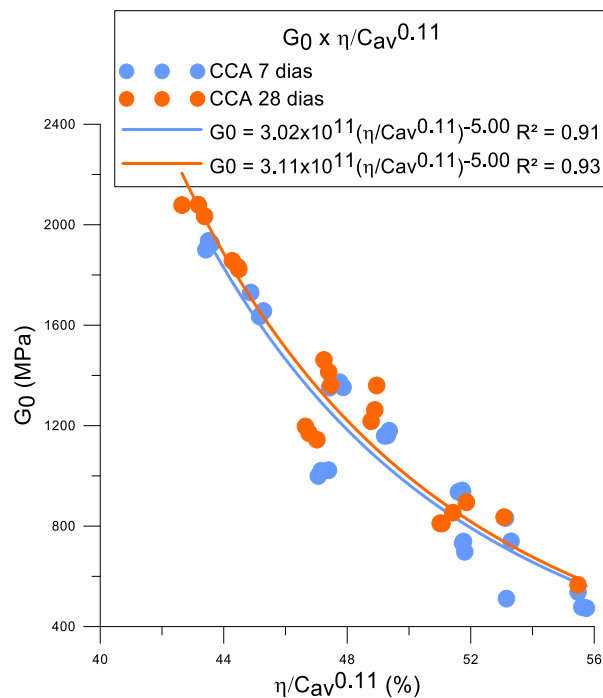


Figura 5. Variação do módulo cisalhante inicial da mistura estudada em função do parâmetro  $\eta/C_{av}^{0,11}$  para diferentes tempos de cura

Uma função de potência se adapta adequadamente para a relação  $G_0$  versus  $\eta/C_{av}^{0,11}$  para todas as dosagens estudadas.

O parâmetro porosidade/teor volumétrico de cal demonstrou-se bastante útil na normalização dos resultados para as misturas de cinza da casca de arroz e cal, apresentando boas correlações, com coeficientes de determinação superiores a 0,9 para o expoente de -5,00 (expoente este que melhor se ajustou ao material estudado). Este comportamento pode ser observado na Eq. (4) e na Eq. (5), para os tempos de cura de 7 e 28 dias, respectivamente.

$$G_0 = 3,02 \times 10^{11} \times \left( \frac{\eta}{C_{av}^{0,11}} \right)^{-5,00} \quad (4)$$

$$G_0 = 3,11 \times 10^{10} \times \left( \frac{\eta}{C_{av}^{0,11}} \right)^{-5,00} \quad (5)$$

O efeito do tempo de cura não foi significativo no estudo da rigidez inicial da mistura estudada. Observou-se um acréscimo de apenas 3% no módulo cisalhante inicial quando o tempo de cura foi estendido de 7 para 28 dias.

### 5.3 Relação entre $G_0/q_u$ e $\eta/C_{av}^{0,11}$

A influência do fator porosidade/teor volumétrico de cal, ajustado ao coeficiente 0,11, na resistência à compressão simples e no módulo cisalhante inicial das misturas de cinza de casca de arroz e cal dolomítica é similar, visto que os formatos de curva são aproximadamente idênticos.

Ao longo deste estudo percebe-se que a inclusão de cal e a redução da porosidade aumentam a resistência e a rigidez da matriz, permitindo relacionar resistência e rigidez ao parâmetro  $\eta/C_{av}$ , conforme apresentado na Fig. 6.

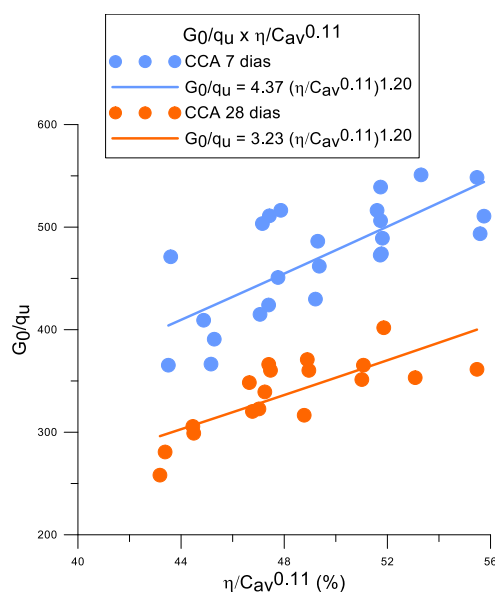


Figura 6. Variação da razão entre módulo cisalhante inicial e resistência à compressão simples da mistura estudada em função do parâmetro  $\eta/C_{av}^{0,11}$  para diferentes tempos de cura

A Eq. (6) e a Eq. (7) apresentam a relação rigidez/resistência para 7 e 28 dias de tempo de cura, respectivamente.

$$\frac{G_0}{q_u} = 4,37 \times \left( \frac{\eta}{C_{av}^{0,11}} \right)^{1,20} \quad (6)$$

$$\frac{G_0}{q_u} = 3,23 \times \left( \frac{\eta}{C_{av}^{0,11}} \right)^{1,20} \quad (7)$$

## 6. CONCLUSÕES

A utilização da cinza de casca de arroz em combinação com a cal apresenta-se como um material geotécnico com grande potencial para a melhoria e estabilização de solos.

O uso racional deste resíduo, abundante no estado do Rio Grande do Sul e em qualquer região produtora de arroz, apresenta-se como vantajoso tecnicamente, ambientalmente e economicamente, principalmente se empregado para a estabilização de solos de estradas vicinais próximas às lavouras de arroz e aos engenhos de beneficiamento do grão.

A influência do teor de cal é claramente observada nas misturas de cinza de casca de arroz e cal empregadas, propiciando maiores rigidezes e resistências, devido a uma maior cimentação provocada pelo acréscimo de agente cimentante.

A redução da porosidade, obtida através de uma maior compactação, também melhora os resultados de resistência à compressão simples e módulo cisalhante inicial, pois age aumentando os contatos entre os grãos.

Reconhecendo-se os papéis fundamentais que o teor de agente cimentante e a porosidade desempenham nas misturas estudadas, conclui-se que o parâmetro  $\eta/C_{av}^{0,11}$  pode também representar o comportamento de misturas de CCA + cal.

Salienta-se que a substituição da variedade de cal utilizada neste estudo por cal cálcica apresentaria melhores resultados, em relação aos valores atingidos de resistência à compressão simples, porém seria necessário analisar a viabilidade econômica de tal

substituição, visto que esta variedade não é produzida no estado do Rio Grande do Sul.

Através das equações obtidas para  $q_u$ ,  $G_0$  e  $G_0/q_u$  versus  $\eta/C_{av}^{0,11}$ , o parâmetro porosidade/teor volumétrico de cal mostrou-se apropriado para a previsão do comportamento de misturas de cinza de casca de arroz e cal.

## 7. REFERÊNCIAS

ALI, F. H.; A ADNAN,; CHOY, C. K. Geotechnical Properties of a Chemically Stabilized Soil from Malaysia Witch Rice Husk Ash as an Additive. **Geotechnical and Geological Engineering**. Amsterdam, v.10, n.2, p.117-134, 1992.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D2845-08: STANDARD TEST METHOD FOR LABORATORY DETERMINATION OF PULSE VELOCITIES AND ULTRASONIC ELASTIC CONSTANTS OF ROCK**. West Conshohocken: ASTM, 2008. 7p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508: GRÃOS DE SOLO QUE PASSAM NA PENEIRA DE 4,8 mm – DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA**. Rio de Janeiro: ABNT, 1984. 8 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 7181: SOLO – ANÁLISE GRANULOMÉTRICA**. Rio de Janeiro: ABNT, 198\_4. 13 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 12025: Solo-cimento – Ensaio de compressão simples de corpos de prova cilíndricos – Método de ensaio**. Rio de Janeiro: ABNT, 2012. 2 p.

BEHAK, L. **ESTABILIZAÇÃO DE UM SOLO SEDIMENTAR ARENOSO ARENOSO DO URUGUAI COM CINZA DE CASCA DE ARROZ E CAL**. 2007. 150 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia – Programa de Pós-graduação em Engenharia

Civil): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre RS, 2007.

BOATENG, A. A.; SKEETE, D. A. Incineration of Rice Hull for Uses as a Cementitious Material. The Guyana Experience. **Cement and Concrete Research**. USA, p. 795-802. 1990.

CONSOLI, N. C. et al. Coal Fly Ash–Carbide Lime Admixtures as an Alternative to Concrete Masonry Blocks: Influence of Ash Grounds. **Journal of Materials in Civil Engineering**, V. 29, n. 2, p.1-6, fev. 2017.

CONSOLI, N. C.; DALLA ROSA, A.; SALDANHA, R. B. Variables Governing Strength of Compacted Soil–Fly Ash–Lime Mixtures. **Journal of Materials in Civil Engineering**. V. 23, n. 4, p.432-440, abr. 2011.

CONSOLI, N. C.; LOPES, L. da S.; HEINECK, K. S. Key Parameters for the Strength Control of Lime Stabilized Soils. **Journal of Materials in Civil Engineering**. V. 21, n. 5, p.210-216, maio 2009.

CONSOLI, N. C.; SAMANIEGO, R. A. Q.; VILLALBA, N. M. K. Durability, Strength, and Stiffness of Dispersive Clay–Lime Blends. **Journal of Materials in Civil Engineering**. V. 28, n. 11, p.1-11, nov. 2016.

DALLA ROSA, A. **Estudo dos parâmetros-chave no controle da resistência de misturas solo-cinza-cal**. 2009. 198 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre RS, 2009.

GUIMARÃES, J. E. P. **A cal: Fundamentos e Aplicações na Engenharia Civil**. 2. ed. São Paulo: PINI, 2002. 341 p.

IRGA - INSTITUTO RIOGRANDENSE DO ARROZ. Secretaria da Agricultura e Abastecimento. **Safra 2015/16 – Produção por município**. Porto Alegre: Instituto Riograndense do Arroz, 2016. 2 p. Disponível em: <  
[http://www.irga.rs.gov.br/upload/20160628092753produtividade\\_municipios\\_safra\\_15\\_16.pdf](http://www.irga.rs.gov.br/upload/20160628092753produtividade_municipios_safra_15_16.pdf)>. Acesso em: 11 mar. 2017.

JULIANO, B. O. **Rice: Chemistry and Technology**. St Paul, Minneapolis: American Association of Cereal Chemists, 1985. 774 p.

MATEOS, Manuel. **Physical and mineralogical factors in stabilization of Iowa soils with lime and fly ash**. 1961. 247 f. Dissertation (PhD – Major of Civil Engineering): Iowa State University of Science And Technology, Ann Arbor, Michigan, 1961.

METHA, P. K. Rice Hull Ash Cement. High-Quality, Acid Resisting. **ACI Journal**. USA, p. 235-236. 1975.



## INFLUÊNCIA DA POROSIDADE, TEOR VOLUMÉTRICO DE CAL E DA MOAGEM NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES DAS MISTURAS DE CINZA PESADA-CAL

**Mariana da Silva Carretta, Eng. Civil**

Mestranda em Engenharia, PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil  
marianacarretta@gmail.com

**Maurício Birkan Azevedo, Eng. Civil**

Mestrando em Engenharia, PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil  
mauriciobazevedo@hotmail.com

**Helena Batista Leon, Eng. Civil**

Mestranda em Engenharia, PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil  
helenableon@gmail.com

**Nilo Cesar Consoli, Ph.D.**

Professor Titular de Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, Brasil  
consoli@ufrgs.br

**Resumo.** *A criação de novos materiais geotécnicos empregando resíduos com o objetivo de melhoramento de um material tem se tornado uma técnica difundida no âmbito do controle e redução do impacto ambiental gerado pela indústria. Considerando isso, a presente pesquisa propõe o emprego da cinza pesada aliado à cal dolomítica para melhoramento de solos juntamente com a proposição da metodologia de dosagem baseada na influência da porosidade/teor volumétrico de cal ( $\eta/C_{av}$ ) para previsão da resistência à compressão simples do material. Ainda, propõe avaliar os efeitos da moagem no comportamento mecânico do material. Para tanto, foram moldados corpos de prova de cinza pesada, cinza pesada moída e da combinação de ambas. As resistências obtidas comprovaram reatividade do material e foram propostas equações de dosagem para o material estudado. Também foi verificado o aumento de resistência gerado pela moagem com destaque para o desempenho do material formado fusão das duas granulometrias da cinza.*

**Palavras-chave:** *Estabilização de solos. Cinza-cal. Porosidade/teor volumétrico de cal.*

### 1. INTRODUÇÃO

Nem sempre o material geotécnico apresenta condições necessárias para emprego em obras de geotecnia em seu estado natural. Nesses casos, como forma de viabilizar técnica e economicamente o seu emprego, surgem os métodos de estabilização de solos para produzir melhorias em sua resistência. As técnicas mais difundidas para melhoramento de solos atualmente utilizam a cal e o cimento como agente estabilizador.

Do ponto de vista ambiental, criar novos materiais por meio da estabilização, a partir de resíduos gerados pela indústria é uma técnica extremamente eficaz no que tange a redução do impacto que o descarte desses materiais poderia vir a gerar no ambiente. Dessa maneira, surgem os resíduos gerados pela indústria por meio da queima do carvão como forma de geração de energia: as cinzas. Esse trabalho emprega a estabilização através do uso de misturas cinza pesada-cal.

Por ser um material de uso restrito, poucos estudos foram realizados acerca da possibilidade de aproveitamento da cinza pesada (CONSOLI et al., 2007). Apesar disso, algumas pesquisas, a exemplo Huang, 1990; Thome et al., 1998, entre outros conforme citado pelos autores, investigaram as

semelhanças e diferenças entre as propriedades mecânicas do material e de alguns solos.

Assim como se apresenta o fator água/cimento para a produção de concreto, pesquisas vem sendo realizadas com o intuito de conceder à técnica de melhoramento de solos uma metodologia de dosagem que se baseie em critérios racionais (Consoli et al., 2007). O produto final que valida essa metodologia é concebido através de uma equação capaz de definir a resistência à compressão simples para cada material. Por conseguinte, o foco principal dessa pesquisa se dá em identificar uma relação entre a porosidade/teor volumétrico de agente cimentante ( $\eta/C_{av}$ ), nesse caso a cal, como forma de prever a resistência à compressão simples do material estudado. Ainda, de forma complementar, a pesquisa propõe avaliar o comportamento do material quanto sua resistência à compressão simples após realização do processo de moagem da cinza de fundo estudada e, também, após a mistura de 50% de cinza pesada natural e 50% de cinza moída.

Em síntese, foram constituídos três materiais a serem analisados. O primeiro corresponde à cinza pesada em estado natural, identificada nesse trabalho como “CP”, o segundo sendo o produto da cinza pesada moída por duas horas, intitulado de “CPm” e, por fim, a mistura constituída por 50% de cinza pesada e 50% de cinza pesada moída, denominada “CP + CPm”.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Cinza pesada

Para Mallman (1996), as características químicas das cinzas se ligam ao tipo de carbono que as originou e às transformações que ocorrem de acordo com a temperatura de queima, caracterizando assim um produto um tanto quanto heterogêneo. No entanto, para o autor, alguns produtos se apresentam em

maior quantidade nas cinzas, tais como a sílica ( $\text{SiO}_2$ ), alumina ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ), óxido de ferro ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ), óxido de cálcio ( $\text{CaO}$ ) e carbono (C).

Tanto a cinza leve como a pesada são geradas a partir da combustão do carvão mineral. Devido ao calor, as cinzas se formam a partir dos componentes do carvão que não sofrem combustão e também pelas partículas que sofrem a combustão incompleta na câmara de combustão (CISESKI, 2013). De acordo com o que afirma a autora, nas usinas onde ocorre a combustão do carvão, mais de três quartos da cinza produzida é arrastada com os gases de combustão, formando a cinza leve/volante que é coletada por equipamentos de retenção. As cinzas remanescentes são densas o suficiente para não serem lançadas para atmosfera e caem no fundo da caldeira. Assim, dá-se origem à cinza pesada ou cinza de fundo.

Conforme consta no manual da We Energies (2013), as partículas de cinza pesada são mais grosseiras do que as de cinza volante. Sua granulometria varia de uma areia fina a cascalho. Consta também nesse manual a afirmativa de que a composição química dessa cinza muito se assemelha à cinza volante, contudo, apresenta maiores teores de carbono. Saldanha (2014) ainda afirma que cinzas de menores granulometrias se tornam mais reativas à presença de cal e tem propensão a atingir maiores resistências devido a maior capacidade de cimentação. Por isso, a cinza pesada acaba por se tornar menos reativa que a cinza volante.

O descarte da cinza gerada nesse processo de queima geralmente se dá pela deposição em lagos de sedimentação ou em aterros (CISESKI, 2013). Para a autora, considerando que esse acúmulo de cinza pesada ocorre somente por critérios econômicos, a produção da indústria destina muito pouco esse material a fins de redução do impacto ambiental. Ainda que pouco empregado, o principal destino que vem sendo difundido é na construção civil, na produção de concreto, cimento, argamassa e em processos de estabilização de solos.

## 2.2 Estabilização de solos com o uso de cinza e cal

Rohde et al. (2006), citam as vantagens do emprego da cinza para estabilização no estado do Rio Grande do Sul. Entre elas se destacam o fato de a cinza ser um dos recursos minerais mais produzidos no estado, a capacidade do material de reagir com aglomerantes como a cal, possibilidade de uso imediato pós-produção e o amplo espectro de utilização das misturas.

Segundo Mallman (1996), a cinza é um material capaz de ser estabilizado pozolanicamente, uma vez que é composta de sílica e alumina e essa, quando reage com a cal na presença de água forma componentes com propriedades cimentantes. Esse efeito pozolânico que ocorre na estabilização cinza-cal se dá porque a fração ativa reage com hidróxido de cálcio, gerando compostos complementares de silicato de cálcio hidratado. Conforme Dias (2004), tais reações são lentas e dependem da superfície específica efetiva e da quantidade de hidróxido de cálcio disponível.

Da mesma forma que para a cinza, quanto mais pura a cal utilizada (maior quantidade de óxidos de cálcio), maior será o número de reações possíveis que devam ocorrer entre as mesmas e o aglomerante e a cinza. Sendo assim, uma cal mais fina possibilita uma área de contato maior para a ocorrência de reações químicas (ANDRADE, 1991).

Em estudos realizados com cal de carbureto e cinza volante para estabilização de uma areia siltosa, Consoli et al. (2001), puderam concluir que mesmo que a adição de cal venha a contribuir significativamente na melhoria da resistência, é fundamental que se tenha a presença da cinza para que o comportamento do material ainda assim seja melhorado. Para De Paula (2016), esse fato se deve à promoção de maior número de reações pozolânicas devido aos compostos presentes na cinza.

## 2.3 Influência da moagem

Segundo Mallman (1996), a atividade pozolânica de uma cinza depende, entre outros fatores, de sua superfície específica, sendo que cinzas que possuam essa propriedade maior são mais reativas ao seu uso concomitante com cal, gerando maior acréscimo de resistência. Ainda, em acordo com o que afirma Andrade (1991), partículas menores de cinza correspondem a maior superfície específica, gerando maior número de pontos de contato entre os elementos reativos da mistura.

De Paula (2016), ao citar Kumar et al. (2010), afirma que o uso de moedores de alta energia, produtividade e eficiência tem se mostrado de grande importância ao considerar a aplicação da ativação mecânica de materiais pela indústria da construção. A indução da melhoria de reatividade na moagem mecânica das cinzas, tanto de fundo quanto volante, tem sido utilizada com sucesso para misturas de cimento e materiais de alta resistência.

## 2.4 Aplicação da relação $\eta/C_{av}$

Para Consoli et al. (2011), com base nos dados encontrados para os ensaios de resistência à compressão simples ( $q_u$ ) executados, pode-se obter uma normalização de resultados. Esse fato é dado quando os mesmos forem normalizados em função do fator porosidade/teor volumétrico de cal adicionada (expresso como a porcentagem de aditivo acrescentado para um volume total). Assume-se assim, que o aumento da porosidade da mistura pode ser neutralizado por um aumento no teor volumétrico do aditivo, mantendo, dessa forma, a resistência constante.

Em estudo mais recente, Consoli *et al.* (2014) analisaram os dados obtidos em função da mesma normalização supracitada e observaram que, com base no maior coeficiente de determinação obtido para os

dados encontrados para a relação entre a resistência à compressão simples e a porosidade/teor de cal, o melhor ajuste era dado quando se elevava  $\eta/C_{av}$  em função da potência igual a 0,11. Com esse expoente, tanto a porosidade como o teor volumétrico de cal afetam a resistência na mesma proporção. Dessa forma, a mesma relação foi encontrada nos estudos subsequentes, utilizando cinza volante, sendo que Consoli et al. (2016), confirmam a possibilidade de utilizar o fator porosidade/teor volumétrico e o fator de potência de 0,11 como metodologia de dosagem para obtenção de valores de resistência à compressão simples para testes envolvendo a estabilização cinza-cal.

### 3. MATERIAIS E MÉTODOS

A cinza pesada utilizada na presente pesquisa, também intitulada cinza de fundo, é resultado da queima de carvão mineral produzida para que ocorra a geração de energia em usina localizada no município de Candiota – RS. Ainda pouco utilizada, com destinação restrita, a cinza pesada foi trabalhada em três diferentes granulometrias. A primeira delas, a cinza pesada natural, a segunda a cinza pesada moída por 2h, se apresentando, portanto, em uma granulometria mais fina e, por último, uma fusão das duas granulometrias: cinza pesada natural mais cinza pesada moída. A proporção utilizada foi de 50% da mistura composta por cinza pesada natural e 50% da mistura de cinza pesada moída.

A cal utilizada nas misturas foi a cal dolomítica do tipo CH-II, comercialmente chamada de “primor extra” produzida em Caçapava do Sul – RS pela empresa Dagoberto Barcelos.

Uma vez definidos os materiais, deu-se início ao programa experimental do trabalho realizado que contou com ensaios de caracterização do material – granulometria e massa específica dos grãos. Então foram moldados os corpos de prova e, após o período

de cura, os mesmos foram ensaiados à compressão simples.

#### 3.1 Caracterização dos materiais

De forma preliminar, foram realizados os ensaios de granulometria dos materiais utilizados, para as três composições de grãos propostos. O ensaio seguiu as definições da NBR 7181 (ABNT, 1984), sendo realizado peneiramento grosso (para os grãos maiores de 2 mm) e combinação de peneiramento fino mais sedimentação (para a fração de material menor que 2 mm). As curvas de distribuição granulométricas obtidas para os materiais são ilustradas na Fig. 1.

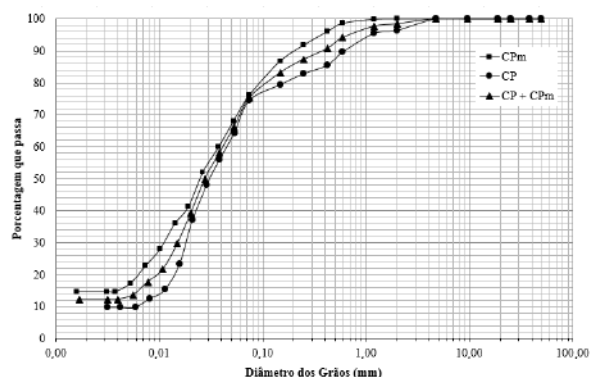


Figura 1. Distribuição granulométrica dos materiais

A porcentagem encontrada em cada material pode ser observada na Tabela 1 de acordo com a NBR 6502 (ABNT,1995).

Tabela 1. Distribuição granulométrica dos materiais compostos pela cinza pesada

Material	ABNT (1995)	CP	CPm	CP + CPm
Pedregulho	60 a 2,0 mm	4%	0%	2%
Areia Grossa	2,0 a 0,6 mm	6%	2%	4%
Areia Média	0,6 a 0,2 mm	8%	8%	8%
Areia Fina	0,2 a 0,06 mm	14%	18%	16%
Silte	0,06 a 0,002 mm	59%	57%	58%
Argila	< 0,002 mm	9%	15%	12%

Foi realizado a seguir, com base na NBR 6508 (ABNT, 1984) o ensaio de massa

específica real dos grãos como parte da caracterização física da cinza e da cal utilizadas. Os resultados obtidos nesse estudo podem ser visualizados na Tabela 2.

Tabela 2. Massa específica real dos grãos

Material	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )
CP	2,05
CPm	2,21
Cal	2,49

### 3.2 Moagem da cinza pesada

Nessa etapa do trabalho foi realizada a moagem da cinza pesada em moinho de bolas. Tal equipamento é composto por um recipiente cilíndrico, preenchido parcialmente com bolas de cerâmica, acoplado a um equipamento dotado de um motor de baixa velocidade que produz o movimento de rotação do moinho. No decorrer do movimento do moinho, as bolas de cerâmica se movimentam promovendo atrito entre essas e as partículas de cinza dispostas no interior do recipiente. Há um desgaste das partículas que, por sua vez se quebram, dividindo-se em partículas menores.

O moinho, ilustrado na Fig. 2 é de marca Quimis e tem capacidade de 30.000 ml e rotação de 150 rpm, dotado de três diferentes dimensões de esferas cerâmicas (50mm, 15mm e 5mm). Durante a moagem foi respeitada uma proporção de 1 parte de cinza a moer para 3 partes de bolas em massa de material.

Com base em estudos previamente realizados por De Paula (2016), o tempo de moagem foi definido em 2h, considerando que a redução do tamanho da partícula já se mostraria de forma adequada para a reação entre a cinza e a cal.



Figura 2. Moinho utilizado para moagem da cinza

### 3.4 Moldagem dos corpos de prova

Após caracterizado o material, foram realizadas as moldagens dos corpos de prova de 100mm  $\pm$  1 mm de altura e 50mm  $\pm$  0,5 mm de diâmetro acrescidos de 5%, 8% e 11% de cal. Por fazer parte da continuidade de alguns estudos já realizados com o uso de cinza no Laboratório de Ensaios Geotécnicos e Geoambientais (LEGG) da UFRGS, as dosagens foram definidas com base em dados já trabalhados por De Paula (2016), Saldanha (2014), Novaes (2016), Consoli et al. (2014), entre outros. Os mesmos foram moldados em três diferentes pesos específicos para cada material estudado. Foram eles:

- 7,5 kN/m<sup>3</sup>; 8,5 kN/m<sup>3</sup> e 9,5 kN/m<sup>3</sup> para a cinza pesada em seu estado natural;
- 9 kN/m<sup>3</sup>; 10 kN/m<sup>3</sup> e 11kN/m<sup>3</sup> para a cinza pesada moída por 2h;
- 8 kN/m<sup>3</sup>; 9kN/m<sup>3</sup> e 10 kN/m<sup>3</sup> para a mistura 50% de cinza natural mais 50% de cinza moída.

Os teores de umidade também sofreram variação conforme a granulometria do material, tendo sido utilizado 40%, 18% e 30% de umidade para cinza pesada natural, cinza pesada moída e mistura de 50% de cada material, respectivamente. A Tabela 3 apresenta de forma resumida como se delineou o programa das moldagens dos corpos de prova estudados.

Tabela 3. Programa de moldagens dos corpos de prova

Cinza	$\omega$ (%)	Cura	Cal (%)			$\gamma_a$ (kN/m <sup>3</sup> )			n° CP's
Cinza pesada (CP)	40	7 dias	5	8	11	7.5	8.5	9.5	9
Cinza Pesada moída (CPm)	18	7 dias	5	8	11	9	10	11	9
50% CP + 50% CPm	30	7 dias	5	8	11	8	9	10	9

Posteriormente à moldagem, os corpos de prova foram submetidos à cura por um período de 7 dias. No sexto dia, os mesmos foram imersos em tanque com água durante as 24h seguintes para que qualquer possível interferência de resistência dada pela sucção fosse eliminada. Essa etapa se encontra ilustrada na Fig. 3.



Figura 3. Corpos de prova em imersão após o sexto dia de cura

No sétimo dia, realizaram-se os ensaios de compressão simples em prensa automática provida de anéis dinamométricos com capacidade para 10 kN e 50 kN para todas as amostras moldadas. Os corpos de prova depois de rompidos estão ilustrados nas Fig. 4 e Fig. 5.



Figura 4. Corpo de prova de cinza pesada rompido à compressão simples



Figura 5. Corpo de prova de cinza pesada após rompimento

#### 4. RESULTADOS E ANÁLISES

Tendo realizado todo o programa experimental, parte-se para a apresentação e análise dos resultados obtidos com os ensaios realizados. Os resultados de resistência à compressão simples em função do parâmetro  $\eta/C_{av}^{0,11}$  estão apresentados na Fig. 6.



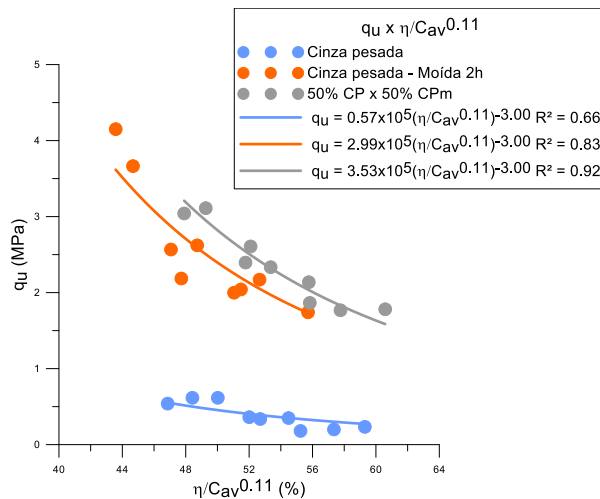


Figura 6. Resultados de resistência para os materiais estudados em 7 dias de cura

Com base nos dados expostos acima, pode-se observar que a mistura composta por 50% de cinza pesada e 50% de cinza pesada moída apresenta as maiores resistências obtidas aos 7 dias de cura. Em seguida, a resistência à compressão simples ( $q_u$ ) intermediária é alcançada pela cinza pesada moída, seguida pela menor resistência atingida pela cinza pesada. O intertravamento entre as partículas que propicia a maior formação de pontos de contato é capaz de explicar a ocorrência das maiores resistências. A mistura dos dois materiais forma uma granulometria melhor distribuída que ocasiona a melhor cimentação entre os materiais estabilizados.

Assim, foram definidas equações potenciais que melhor se ajustam ao desempenho das misturas quanto à resistência à compressão simples. A Eq. (1) elucida os resultados para cinza pesada, a Eq. (2) os de cinza pesada moída e a Eq. (3) os da mistura composta por 50% de cada material. Os coeficientes de determinação correspondem a  $R^2 = 0,66$ ;  $R^2 = 0,83$  e  $R^2 = 0,92$ , respectivamente.

$$q_u = 0,57 \times 10^5 \left( \frac{\eta}{C_{av}^{0,11}} \right)^{-3,00} \quad (1)$$

$$q_u = 2,99 \times 10^5 \left( \frac{\eta}{C_{av}^{0,11}} \right)^{-3,00} \quad (2)$$

$$q_u = 3,53 \times 10^5 \left( \frac{\eta}{C_{av}^{0,11}} \right)^{-3,00} \quad (3)$$

Complementarmente, fez-se um comparativo dos resultados obtidos na pesquisa com os dados publicados por Consoli et al. (2016) para cinza volante e cinza volante moída por 2h. Os dados dessa análise estão apresentados na Fig. 7.

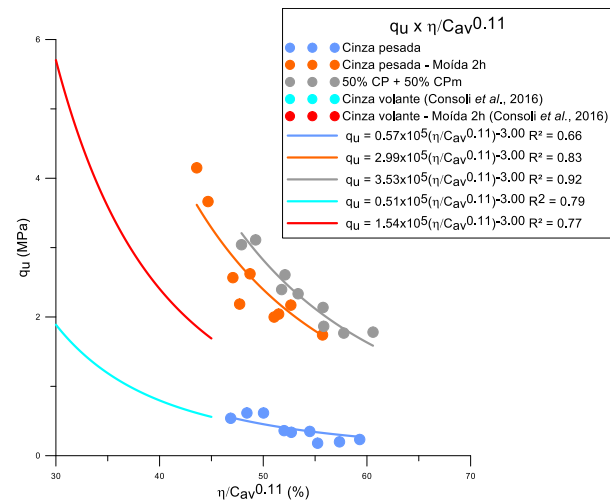


Figura 7. Comparativo entre os resultados obtidos para as cinzas estudadas e cinza volante

O que pode ser observado, após a normalização dos resultados em função da porosidade/teor volumétrico de cal e a potência 0,11, é que o comportamento da cinza pesada se mostra muito semelhante ao da cinza volante. Da mesma forma que a moagem influencia a cinza volante, proporcionando ao material ganhos de resistência, para a cinza pesada, também são identificados ganhos na cinza pesada moída com relação à cinza pesada em seu estado natural.

Por fim, consegue-se observar que a cinza pesada moída e a mistura 50% de cinza pesada

moída + 50% de cinza pesada, é capaz de atingir resistências à compressão simples maiores do que para a cinza volante e cinza volante moída, quando observados para os mesmos valores de  $\eta/C_{av}^{0,11}$ .

## 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O emprego da cinza pesada para estabilização de materiais geotécnicos é uma excelente alternativa do ponto de vista técnico, uma vez que atribui a ganhos de resistência quando realizadas misturas com cal. Além disso, sob o caráter ambiental, o emprego desses materiais, ainda pouco utilizados na área geotécnica, se mostra como uma forma de destinação que tende a contribuir muito com a redução do impacto ambiental gerado pela forma atual de descarte do mesmo.

A influência da quantidade de cal incorporada no material é plenamente visível. Quanto maior o teor acrescentado na mistura, maiores são as resistências alcançadas, bem como menor se mostra a porosidade do corpo de prova. A redução da porosidade resulta no aumento da resistência à compressão simples. Esse fato se deve a propícia formação de mais pontos de contato gerando cimentação mais efetiva.

Através das curvas tendenciais do tipo potência ajustadas para os resultados acerca dos valores de  $q_u$  e  $\eta/(C_{av}^{0,11})$ , foram geradas as equações capazes de prever o comportamento mecânico das amostras. Tal relação se apresentou aplicável para todos os tipos da mistura cinza-cal estudados.

Além da redução do número de ensaios que devam ser executados em laboratório, a proposta da metodologia de dosagem oferece confiabilidade, por seguir critérios racionais, e maior rapidez na obtenção da dosagem necessária para estabilização de um material que atenda as características da mistura cinza pesada-cal.

## 6. REFERÊNCIAS

ANDRADE, A. C. **Tijolo de cinza volante e cal: estudo do desempenho quanto à resistência, absorção, durabilidade e aderência.** 1991, Dissertação (Mestrado em Engenharia – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - UFRGS): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre RS, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 6502: Rochas e Solos - Terminologia. Rio de Janeiro: ABNT, 1995. 18p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 6508: Solo – Grãos de solos que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro: ABNT, 1984. 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 7181: Solo – análise granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 1984. 13 p.

CISESKI, T. M. B. **Influência da moagem da cinza pesada obtida da queima em termoeletrica obtida no composto Cinza-20Fe.** 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e de Materiais – PPGE3M): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre RS, 2013.

CONSOLI, N. C.; PRIETTO, P. D. M.; CARRARO, J. H. A.; HEINECK, K. S. Behavior of compacted soil-fly ash-carbide lime mixtures. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Civil Engineering.** V.127, n.9, p. 774-782, 2001.

CONSOLI, N. C.; HEINECK, K. S.; COOP, M. R.; FONSECA, A. V. Coal bottom ash as a geomaterial: influence of particle morphology on the behavior of granular materials. **Soils**

**and foundations, Japanese Geotechnical Society.** V.47, n.2, p. 361-373, 2007.

CONSOLI, N. C.; DALLA ROSA, A.; SALDANHA, R. B. Variables governing strength of compacted soil-fly ash carbide-lime mixtures. **Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE.** V.23, p.432-440, 2011.

CONSOLI, N. C.; ROCHA, C. G.; SALDANHA, R. B. Coal fly ash-carbide lime bricks: an environment friendly building product. **Construction and Building Materials.** V.69, p.301-309, 2014.

CONSOLI, N. C.; DE PAULA, T. M.; BORTOLOTO, M. S.; DE BARROS, L. M.; PEREIRA, F.; ROCHA, M. M. Coal fly ash-carbide lime admixtures as an alternative to concrete masonry blocks: influence of ash grounds. **Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE.** 6p., 2016.

DALLA ROSA JOHANN, A. **Metodologias para a previsão do comportamento mecânico e para análise da variação da porosidade de um solo siltoso tratado com cal em diferentes tempos de cura.** 2013, Tese (Doutorado em Engenharia – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - UFRGS): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre RS, 2013.

DE PAULA, T. M. **Misturas de cinza volante e cal de carbureto: comportamento da resistência à compressão simples frente à moagem da cinza.** 2016, Dissertação (Mestrado em Engenharia – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - UFRGS): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre RS, 2016.

DIAS, C. R. C. **Estudos de misturas de areia-asfalto e cinza-cal para emprego em revestimentos de vias urbanas.** 2004, Dissertação (Mestrado em Engenharia – Programa de Pós-Graduação em Engenharia

Civil - UFRGS): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre RS, 2004.

MALLMANN, J. E. C. **Estabilização pozolânica de cinza volante e pesada com cal dolomítica e areia tratada e curada pelos processos de autoclavagem e câmara à temperatura constante.** 2006, Dissertação (Mestrado em Engenharia – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - UFRGS): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre RS, 2006.

NOVAES, J. F. **Misturas cinza volante-cal de carbureto: Durabilidade, resistência à tração e compressão.** 2016, Dissertação (Mestrado em Engenharia – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - UFRGS): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre RS, 2016.

WE ENERGIES, Coal combustion products. Utilization handbook. USA, 3ed. 2013

ROHDE, G. M.; ZWONOK, O.; CHIES, F.; SILVA, N. I. W. **Cinzas de carvão fóssil no Brasil, aspectos técnicos e ambientais.** V.I. CIENTEC, Porto Alegre, 2006.

SALDANHA, R. B. **Misturas cinza volante e cal de carbureto: comportamento da resistência à compressão simples para cura acelerada.** 2014, Dissertação (Mestrado em Engenharia – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - UFRGS): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre RS, 2014.

## INFLUÊNCIA DA ADIÇÃO DE AREIA NOS PARÂMETROS MECÂNICOS DE UMA MISTURA ASFÁLTICA

**Sílvia Lisboa Schuster**

Mestrando em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM)

silviolschuster@gmail.com

**Cléber Faccin**

Mestrando em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM)

crfaccin@gmail.com

**Valdir dos Santos Barboza Junior**

Mestrando em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM)

valdirbarbozajr@gmail.com

**Chaveli Brondani**

Mestrando em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM)

chavelib@gmail.com

**Luciano Pivoto Specht**

Professor/Pesquisador do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria  
(UFSM)

luspecht@ufsm.com

**Resumo.** Frente ao fato da incidência de problemas de deformação permanente nos revestimentos asfálticos, e sendo consensual que as propriedades dos agregados afetam o comportamento no que diz respeito à resistência ao ATR, o estudo buscou melhor verificar a significância na resposta mecânica das misturas dosadas com diferentes porcentagens de areia natural frente às deformações permanentes. Para verificar a influência que essas propriedades acarretariam na resistência ao ATR, construíram-se quatro composições, sendo a primeira sem areia, a segunda com 2% de areia, a terceira com 4% de areia, e a quarta com 6% de areia. Assim, após analisados os resultados, verificou-se uma queda de aproximadamente 10% na rigidez das misturas. Já os dados provenientes do ensaio uniaxial de carga repetida mostraram que à medida que aumentamos a quantidade de areia, o parâmetro FN diminui, revelando que a ruptura se dá antecipadamente quando comparada a mistura de referência sem areia.

**Palavras-chave:** Misturas Asfálticas. Deformação permanente. Areia Natural.

### 1. INTRODUÇÃO

O comportamento das misturas asfálticas a deformação permanente é um fenômeno bastante complexo, e é intimamente influenciado pelas características dos agregados e pelo ligante utilizado. Segundo Jolivet e Mallot (2000), este é um processo que transcorre de forma simultânea, envolvendo a deformação viscosa do ligante asfáltico e a deformação plástica do esqueleto mineral. Medina e Motta (2015) relatam que há grande influência do tipo de ligante utilizado na massa asfáltica, mas é a granulometria do agregado o fator que dita o desempenho da mistura no que diz respeito às deformações permanentes.

Sabe-se também que além da granulometria, a textura do agregado é crucial para o comportamento do revestimento asfáltico. Uge e Van de Loo (1974) expõem que misturas preparadas com agregados

angulosos apresentam afundamentos menores, e maior estabilidade quando comparadas com agregados arredondados.

Sabendo que, para atender os limites da curva granulométrica IV B do Instituto do Asfalto norte americano, e adotada pelo Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem (DAER) do estado do Rio Grande do Sul se faz muitas vezes necessário o uso da areia natural, de formato menos anguloso e mais arredondado no enquadramento granulométrico, e visto que, o problema de deformação permanente de trilha de roda é corriqueiro nas estradas brasileiras (Nascimento 2008), e que os agregados utilizados são elementos de elevada importância no comportamento das misturas asfálticas, é de grande interesse que se desenvolvam pesquisas que explorem este tema, de tal modo que, com estes estudos, podem ser obtidos avanços no entendimento do complexo processo que rege o comportamento das misturas asfálticas.

## 1.1 Objetivos

O objetivo geral do estudo é, através de ensaios laboratoriais mecânicos, como o ensaio de módulo de resiliência, o ensaio de resistência a tração por compressão diametral, e o parâmetro *flow number*, oriundo do ensaio uniaxial de carga repetida, analisar a influência da substituição de diferentes porcentagens de agregado fino britado por areia natural, em misturas asfálticas, de modo a poder inferir sobre o comportamento mecânico das misturas e a resistência destas as deformações permanentes, além de verificar a possível existência de um limite máximo de teor de areia natural nas misturas asfálticas.

## 2. REFERENCIAL TEÓRICO

### 2.1 Deformação permanente

A deformação permanente, também conhecida como afundamento de trilha de roda (ATR), é um dos defeitos mais comuns encontrados nos pavimentos asfálticos. Ela pode ser definida como o acúmulo irreversível de pequenas quantidades de deformações, levando a uma distorção da superfície do pavimento, resultante da aplicação de carga dos veículos. Esta distorção aparece tipicamente como depressões longitudinais em trilhas de roda, geralmente acompanhadas de elevações laterais adjacentes ao trilho.

Conforme a magnitude das cargas e a resistência das camadas que compõem o pavimento, a deformação permanente pode ocorrer no subleito, nas camadas de base, ou nas camadas asfálticas do revestimento. Este estudo trata apenas sobre a deformação permanente no que se refere aquelas advindas da camada de revestimento asfáltico.

Yoder & Witczac (1975), Souza (1991) e Mohamoud & Bahia (2004), relatam que a deformação permanente é causada pela combinação da densificação da massa asfáltica e consequente redução de volume, e pela deformação cisalhante da mesma.

Eisemann & Hilmer (1987), compartilham da mesma opinião, também dividindo o processo em dois estágios distintos. Em um primeiro momento, as solicitações do tráfego induzem a deformações irreversíveis abaixo dos pneus, sem que haja a ocorrência de elevações laterais adjacentes, havendo dessa maneira, redução de volume e indicando a ocorrência de densificação, e posteriormente, no segundo estágio, o decréscimo de volume abaixo dos pneus passa a ser igual ao incremento de volume nas elevações laterais, indicando deformação causada por cisalhamento da massa asfáltica.

Sabe-se também que os mecanismos que regem ambos os estágios do comportamento das misturas asfálticas em termos de deformação permanente são

influenciados principalmente pelas características dos agregados, na parcela que envolve a deformação plástica do esqueleto mineral, e pelo ligante asfáltico utilizado, envolvendo a deformação viscosa do mesmo, devido seu comportamento viscoelástico (Jolivet & Mallot, 2000).

Na literatura corrente, através de experimentos laboratoriais e experiências em campo, há um forte consenso de que os agregados possuem importância fundamental para a obtenção de misturas de alto desempenho. Nestas misturas, as propriedades intrínsecas aos agregados estão diretamente ligadas ao desempenho do concreto asfáltico, tais como: deformação permanente, fissuras por fadiga, durabilidade, permeabilidade e trabalhabilidade.

#### ***Influência dos agregados na resistência as deformações permanentes***

O afundamento de trilha de roda em misturas asfálticas acontece especialmente em faixas de temperaturas próximas e acima de 60°C, como consequência da redução da rigidez do ligante asfáltico. Com o ligante menos rígido e a mistura asfáltica herdando seu comportamento e, portanto, tornando-se também menos rígida, o esqueleto mineral passa a ser o principal agente responsável pela resistência o ATR.

A *Federal Highway Administration* (FHWA, 2002) cita que os agregados respondem por 80% da responsabilidade de prevenir este tipo de defeito. Isso demonstra a importância da utilização de bons agregados e de um esqueleto mineral bem dimensionado na mistura asfáltica.

Stakston (2002) estudou a influência da angularidade dos agregados finos na estabilidade de misturas asfálticas. Sua conclusão foi que as propriedades dos agregados que mais influenciam o

comportamento das misturas são a granulometria e a angularidade.

Conforme dissertam Roberts et. al. (1996), a granulometria apresentada pelos agregados é considerada a sua propriedade mais importante, pois afeta diretamente as principais propriedades das misturas asfálticas, entre elas: a rigidez, a estabilidade, a durabilidade, a permeabilidade, a resistência a fadiga, o atrito e a resistência a umidade.

No que diz respeito ao afundamento de trilha de roda, a granulometria exerce importante influência na resistência as deformações. Misturas asfálticas compostas de diferentes granulometrias, mas de similar composição mineralógica exibem comportamento significativamente diferentes a deformações permanentes (KANDHAL & MALLICK, 1999).

#### ***Influência da areia natural***

Visto que para este estudo busca-se verificar a influência de areia natural frente ao ATR, e que as distintas composições mineralógicas utilizadas para a pesquisa apresentam textura superficial díspares, se faz pertinente entender o possível efeito que está diferença poderá ocasionar no comportamento do concreto asfáltico.

Para uma boa resistência ao ATR, a textura superficial dos agregados e a angularidade se mostram extremamente importantes. Partículas mais angulares exibem maior intertravamento e atrito interno do que partículas arredondadas, o que resulta em maior estabilidade mecânica. Tal fato indica que o contato entre as partículas de agregados também afeta o comportamento das misturas asfálticas.

Diversos estudos dissertam acerca da influência das propriedades dos agregados no comportamento das misturas asfálticas. Roberts et. al. (1996) afirma que o aumento da resistência ao cisalhamento da mistura



asfáltica pode ser alcançado através do uso de agregados de qualidade, com maiores tamanhos nominais máximos, angulares e com textura rugosa, fatores estes que intensificam o contato entre as partículas.

Kim et. al. (1992) relata que o tipo de agregado utilizado tem efeito direto na estabilidade da mistura e que o melhor intertravamento na mistura a partir de partículas mais angulares, resulta em menores deformações permanentes.

Uge & Van de Loo (1974) reportaram que misturas preparadas com agregados angulosos (obtidos por britagem) apresentaram deformações permanentes menores e maior estabilidade quando confrontadas com misturas de mesma composição e granulometria, porém compostas por agregados arredondados. De acordo com os autores, misturas mais estáveis foram feitas com agregados britados, enquanto que o uso de agregados naturais resultou em misturas mais susceptíveis ao ATR.

Segundo Roberts et al. (1996), misturas asfálticas com quantidades elevadas de areias naturais ou agregados não-britados possuem baixa estabilidade e são susceptíveis à grandes afundamentos, visto que as areias naturais são frequentemente arredondadas, e levam a uma perda geral de desempenho do material asfáltico.

Brousseau et. al. (1993) verificou que a redução da fração de areia natural implicava diretamente na redução da deformação permanente, e que a utilização de agregado britado, ao invés de seixos naturais trazia uma melhora considerável a resistência ao afundamento de trilha de roda.

Além destes, Kalcheff & Tunnicliff (1982) também investigaram o efeito dos agregados britados nas propriedades do revestimento asfáltico. Concluíram que misturas contendo agregados britados são mais resistentes ao ATR, e muito menos suscetíveis aos efeitos da temperatura e do alto volume de

vazios inicial quando comparadas a misturas dosadas com areia natural.

## 2.2 Ensaios

Os ensaios mecânicos laboratoriais aplicados as misturas asfálticas configuram-se neste trabalho, através do objetivo de caracterizar o comportamento destas misturas no que diz respeito às deformações permanentes.

Optou-se por realizar os ensaios de módulo de resiliência como indicador de rigidez, e resistência à tração por compressão diametral, por serem de uso corrente no cenário atual, e que se apresentam melhores detalhes no trabalho de Schuster (2016). Além desses também se realizou o ensaio uniaxial de carga repetida, para avaliarmos a resistência das misturas ao dano induzido, através do parâmetro *Flow Number*, simulando a ação do tráfego incidente no revestimento.

### *Ensaio uniaxial de cargas repetidas – Flow Number*

O ensaio uniaxial de carga repetida consiste no emprego de um carregamento cíclico de compressão em que se obtém a deformação permanente da amostra em função do número de ciclos correspondentes. O método de ensaio prevê que, além da aplicação da carga de 204kPa, as amostras possuam dimensões de 10 centímetros de diâmetro por 15 centímetros de altura, e as leituras de deformação acumulada ao final de cada período de repouso sejam feitas por no mínimo dois transdutores de medida de deslocamento fixados na região central da superfície lateral das amostras, além disso a temperatura durante o ensaio deve ser controlada em 60 °C.

O resultado do ensaio mostra-se através da curva de deformação plástica

vertical uniaxial em um plano de deformação permanente acumulada por número de ciclos aplicados. Nesta curva a deformação permanente acumulada pode ser dividida em três regiões distintas. Sendo elas: a zona primária, a zona secundária, e a zona terciária. (Fig. 1).

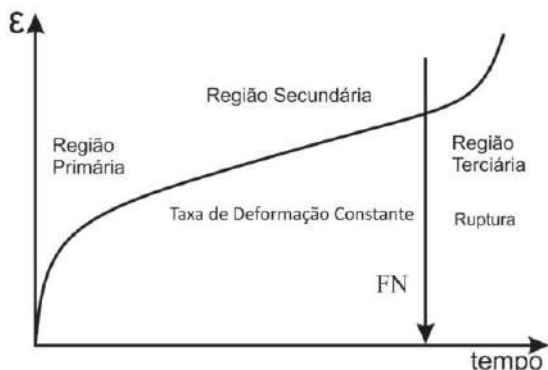


Figura 1 - Deformação permanente durante o ensaio uniaxial de carga repetida, e obtenção do FN

O ensaio uniaxial de carga repetida apresenta parâmetros interessantes no que diz respeito o estudo de deformações permanentes, entretanto, entre todas as análises que podem ser feitas através da curva de deformação plástica vertical uniaxial, Witczak et. al. (2002) cita que o *flow number* é o parâmetro oriundo deste ensaio que melhor se relaciona com a deformação permanente, apresentando correlações entre valores ensaiados e valores obtidos em pistas testes, no relatório NCHRP 465.

O *flow number* é definido como o número de ciclos em que se inicia a zona terciária. A passagem da zona secundária para a terciária é a evidência de que ocorreu a ruptura do corpo de prova, e se dá quando temos a inversão do sinal da derivada segunda da Equação 1, sendo então caracterizado o início do cisalhamento a volume constante.

$$\varepsilon_p(N) = AN^B + C(e^{DN} - 1) \quad (1)$$

Nascimento (2008) recomenda para tráfego médio um valor de FN @ 60°C (204 KPa) > 300 ciclos e para para tráfego pesado um FN @ 60°C (204 KPa) > 750 ciclos.

### 3. METODOLOGIA

Buscando contribuir na melhor compreensão acerca da influência da adição de areia natural nos revestimentos asfálticos, no que se refere os afundamentos de trilha de roda e o comportamento viscoelástico das misturas, o referente estudo se propôs a moldar em laboratório 60 corpos de prova, distribuídos em 4 faixas de composição distintas. Nestas faixas, se alterou somente a parcela de agregados miúdos, permutando nelas frações de agregado britado por areia natural. A rigor, foram avaliadas as seguintes condições: uma primeira mistura, onde 100% dos agregados miúdos foram constituídos de agregados britados; a segunda condição, em que foram permutados na fração fina 2% de agregados britados por areia natural, uma terceira condição, em que a troca correspondeu a 4%; e uma quarta e última combinação, onde se trocou 6% de agregado britado por areia natural. Todas as trocas ocorreram respectivamente na fração fina da mistura.

Para todas as faixas de composição granulométrica dosadas, foi utilizado o mesmo ligante asfáltico, sendo o CAP 50/70 o escolhido. Além disso, a parcela graúda do agregado permaneceu igual para todas as composições, de modo a mitigar qualquer efeito que esta fração pudesse vir a influenciar.

Desta forma, todos os corpos de prova foram moldados de modo que fossem o mais similares possível, alterando-se somente a parcela fina do material, de tal sorte a conseguir isolar o efeito da textura do agregado fino no comportamento referente às

deformações permanentes das misturas asfálticas.

Em um primeiro momento, determinou-se a composição granulométrica dos agregados utilizados e procedeu-se com a construção da composição da mistura granulométrica, de tal forma que esta segue alguns parâmetros pressupostos, como: enquadrar-se dentro dos limites da Faixa C do DNIT, dentro da Faixa B do DAER-RS, e não passar sobre a zona de restrição proposta pelo programa SUPERPAVE.

Com a composição granulométrica da mistura ajustada, separaram-se os agregados em 10 frações distintas, além da areia natural. Posteriormente estes foram lavados e secos, com exceção do material passante na peneira #200. Após o material limpo, procedeu-se com os ensaios de densidade dos agregados para em seguida fazermos uso da metodologia Marshall para verificação do teor de ligante de projeto.

Devido a semelhança muito grande dos teores de ligante de projeto encontrados para as quatro diferentes misturas, resolveu-se fixar o teor de ligante, de modo que o volume de vazios então exibisse uma pequena variação.

Com o teor de ligante fixado, moldaram-se os 12 corpos de prova para o ensaio de *flow number*, estes com dimensões 10x15cm, e volume de vazios fixado em  $7\% \pm 1\%$ . Para os ensaios de módulo de resiliência e resistência à tração (RT) foi utilizado as mesmas amostras moldadas para a dosagem *Marshall*.

Após todas as moldagens concluídas foram executados os ensaios propostos e então obtidos os dados necessários para a análise.

### 3.1 Agregados minerais utilizados

Os agregados escolhidos para este estudo dividem-se em dois grupos, distintos em diversos fatores, entre eles a composição mineralógica e o modo de obtenção.

O primeiro deles, o qual representa a maior parcela dos agregados minerais utilizados, foi obtido através do processo de britagem de rocha basáltica, encontrada na região geomorfológica da depressão central do Rio Grande do Sul (BOEIRA 2014), e coletado diretamente na unidade de produção do mesmo, com a pedreira localizada na Rodovia BR 290, Km 30, no município de Santo Antônio da Patrulha – RS.

O segundo grupo de agregados minerais diz respeito a areia utilizada no estudo. A areia é obtida de forma natural através de um processo de intemperismo físico e químico que incide sobre esta ao longo de milhares de anos, de tal forma que suas partículas apresentam superfície mais arredondada que os agregados britados. A areia foi adquirida na areira localizada na BR 392, Km 343, no município de Santa Maria - RS.

Foram utilizadas para a composição das misturas, as frações de agregado 3/4'', 3/8'', e pó de pedra para o material britado, e a fração passante na peneira #4 da material areia. Na Fig. 2, sem a utilização de escala, a fração retida na peneira #80, em que se pode observar as diferente texturas e angularidade de ambos os agregados, fato pressuposto para este estudo.

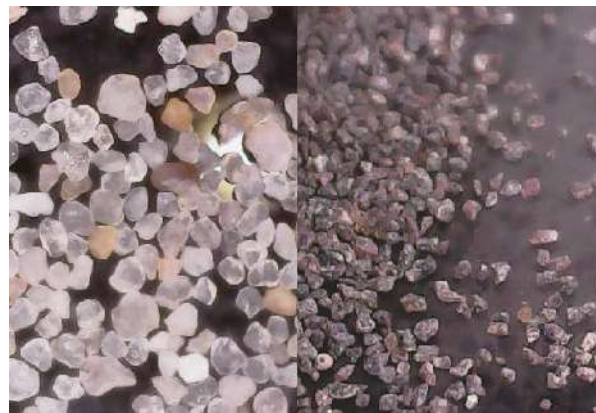


Figura 2 - Agregados retidos na peneira #80 utilizados no estudo

### 3.2 Composições e Ajuste Bailey

Com as quatro misturas distintas construídas, plotamos as curvas de composição granulométrica sobrepostas umas às outras, de maneira a melhor visualizar a semelhança entre elas (Fig. 3). Além disso, visando também uma melhor resistência as deformações permanentes enquadraram-se dentro do possível todas as quatro misturas aos critérios propostos pelo método Bailey, conforme pode ser visto na Tabela 1.

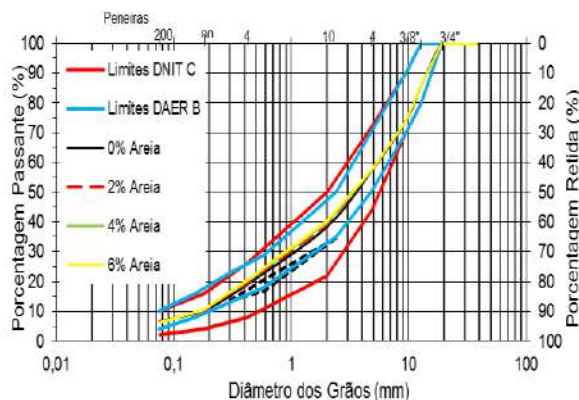


Figura 3 - Composição granulométrica das 4 misturas utilizadas

Tabela 1 - Limites do método Bailey

Limites	Proporção	Mistura			
		0%	2%	4%	6%
0,6 - 0,75	AG	0,65	0,65	0,64	0,64
0,35 - 0,5	GAF	0,50	0,51	0,51	0,52
0,35 - 0,5	FAF	0,52	0,52	0,52	0,52

Conforme os dados do ajuste Bailey vistos na Tabela 1, pode-se perceber que as quatro misturas se assemelham fortemente no que se refere à granulometria dos agregados empregados, podendo assim provar que a composição granulométrica não veio a exercer influência sobre os resultados encontrados durante a pesquisa.

### 3.3 Dosagem

Neste estudo, fez-se uso da metodologia Marshall para a dosagem da mistura, seguindo as diretrizes propostas na

norma DNER - ME 043 (1995), que estabelece o procedimento para tal. Através de conhecimento prévio acerca do teor de ligante para os agregados utilizados, fixou-se que a dosagem para cada uma das quatro misturas seria feita para três teores de ligante distintos, sendo eles: 4,5%, 5,0%, 5,5%.

Foram então moldados três corpos de prova, mais uma mistura não compactada, para cada um dos teores, em cada uma das misturas. De tal forma, foram moldados 36 corpos de prova de dimensões 100mm de diâmetro por 63,5mm de altura, mais 12 misturas não compactadas para realização do ensaio de Rice.

Posteriormente, visto que as variações dos teores de projeto eram mínimas entre as quatro misturas, tomou-se o teor de ligante como sendo o teor médio entre cada uma delas, de modo que seu valor foi fixado em 4,85%.

Além dos corpos de prova utilizados para dosagem Marshall, foram moldadas mais 12 amostras com teor de ligante de 4,85% e com dimensões de 10x15cm, além de volume de vazios fixado em  $7\% \pm 1\%$ , utilizadas para o ensaio de *flow number*.

## 4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo serão demonstrados e analisados os resultados encontrados nos ensaios de módulo de resiliência, resistência a tração por compressão diametral e do Ensaio uniaxial de carga repetida – *Flow number*.

### 4.1 Módulo de Resiliência

A Tabela 2 apresenta os valores de módulo de resiliência encontrados para cada uma das misturas, com seus respectivos teores de ligante. Os valores de MR foram obtidos através da média de três corpos de prova ensaiados sobre as mesmas condições, sendo o

valor de cada um deles formado por ensaios a 0° e 90°.

Tabela 2 - Resultados de MR

Mistura	Teor de Ligante (%)	MR (MPa)	Desvio Padrão	CV (%)
0% Areia	4,5	6449,67	318,57	4,96
	5,0	5771,00	279,62	4,75
	5,5	4968,50	236,01	4,99
2% Areia	4,5	6189,00	382,93	7,12
	5,0	5856,00	302,84	5,13
	5,5	5066,17	298,96	5,65
4% Areia	4,5	6135,00	279,23	4,47
	5,0	5755,67	301,31	5,19
	5,5	4447,17	231,56	5,50
6% Areia	4,5	5511,67	230,08	4,27
	5,0	5398,00	283,58	5,15
	5,5	4430,50	273,44	5,95

Através da interpolação dos valores, encontrou-se o valor do módulo de resiliência para o teor de ligante de projeto, fixado em 4,85%, para cada uma das misturas (Fig. 4).

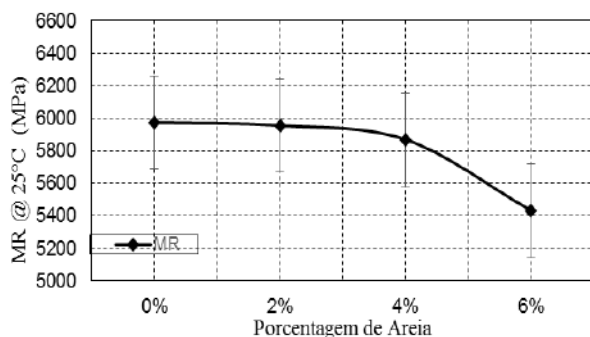


Figura 4 - Curva de resultados de MR para teor de ligante de 4,85%

Foi possível perceber que a medida que acrescentamos areia as misturas, estas apresentam queda nos valores de rigidez, sendo nítido uma alta taxa de decréscimo nos resultados a partir de uma adição de 3% de areia na massa de agregados.

Pode-se constatar fazendo uso da Figura 3, que os resultados para 0% de areia e 2% de areia são muito próximos, levando-nos a inferir que dentro desta faixa de trabalho, estas quantidades não comprometem os revestimentos em termos de rigidez. Já para porcentagens maiores de areia, é conclusivo que estamos levando às misturas a situações prejudiciais, visto a considerável queda da rigidez, da ordem de 10% quando comparamos a mistura sem areia com a mistura com 6% de areia adicionada.

#### 4.2 Resistência a tração por compressão diametral

Conforme a média dos três corpos de prova ensaiados para cada mistura, obteve-se os resultados de RT a seguir expostos na Tabela 3.

Tabela 3 - Resultados de RT

Mistura	Teor (%)	RT (MPa)	DP	CV (%)
0% Areia	4,5	1,25	0,01	0,46
	5,0	1,31	0,01	1,09
	5,5	1,28	0,04	3,29
2% Areia	4,5	1,22	0,03	2,15
	5,0	1,36	0,08	5,59
	5,5	1,20	0,08	6,63
4% Areia	4,5	1,34	0,05	3,94
	5,0	1,37	0,05	3,40
	5,5	1,27	0,02	1,73
6% Areia	4,5	1,32	0,04	3,01
	5,0	1,41	0,07	4,88
	5,5	1,38	0,06	4,10

Assim, com estes resultados, interpolamos os valores de modo a encontrar a resistência a tração para o teor de ligante de projeto fixado anteriormente em 4,85% (Fig. 5).

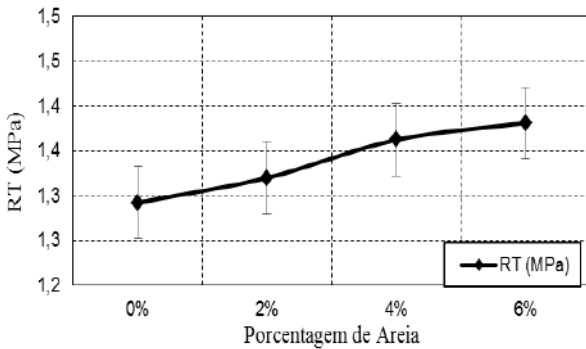


Figura 5 - Curva de resultados de RT para teor de ligante de 4,85%

Assim, foi possível observar uma leve melhora nos resultados de resistência à tração das misturas com a adição de areia natural, para o teor de ligante ótimo de projeto. Resultado esse que indica um possível aumento de resistência à fadiga da mistura, outro defeito comumente encontrado nos revestimentos brasileiros, e não tão esperado como consequência da adição de areia, sendo pertinentes mais estudos referentes à avaliação da fadiga em misturas com areia.

#### 4.3 Ensaio uniaxial de carga repetida – Flow Number

Através dos resultados obtidos a partir da média dos dois LVDTs (*linear variable differential transformers*), foi possível gerar as curvas de deformação por número de ciclos para cada uma das misturas estudadas. A partir dos resultados de deformações, e fazendo uso do método de Francken, FRANCKEN (1977), foi possível encontrar o ciclo de carga correspondente ao *flow number*, apresentado na Tabela 4 para cada uma das amostras ensaiadas.

Tabela 4 - Resultados de FN

Mistura	CP	FN	Média	DP	CV (%)
0%	1	55	51	5,66	11,09
Areia	2	47			
2%	1	52	51	2,65	5,19
	2	48			
	3	53			
4%	1	38	43	4,58	10,66
	2	44			
	3	47			
6%	1	27	29	2,12	7,44
	2	30			

Fazendo uso destes dados foi possível então construir a curva com os resultados de *flow number* em função dos teores de areia adicionados a parcela fina da mistura (Fig. 6).

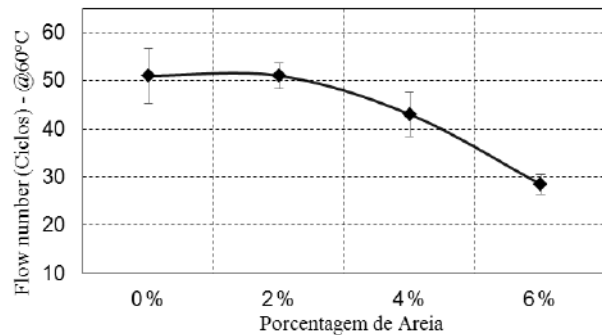


Figura 6 - Curva de resultados de FN

Desta forma, foi possível verificar que o *flow number* diminui à medida que há um aumento da quantidade de areia natural na mistura. Percebe-se também que assim como nos resultados de rigidez, o acréscimo de baixas quantidades de areia, em torno de 2% da parcela fina da mistura, não influencia significativamente na resistência as deformações permanentes, permanecendo o valor de FN muito próximo ao valor da mistura sem areia. Nota-se também que no intervalo entre 2% e 4%, temos uma visível queda na resistência ao ATR, e que misturas com mais de 4% de areia na parcela fina



proporcionam piora significativa no resultado, comprometendo fortemente a resistência à deformação permanente.

## 5. REFERÊNCIAS

BERNUCCI, L.; MOTTA, L. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros**. Rio de Janeiro: Petrobrás: ABEDA. 504 p. Incluindo Bibliografia. Patrocínio Petrobrás. 2008.

BROUSSEAUD, Y, DELORME, J., HIERNAUX, R. Use of LPC Wheel tracking rutting tester to select asphalt pavements resistant to rutting. **Transportation Research Record**, 1384, p.59-68, 1993.

DNIT- ME 136/2010: Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas – **Determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de ensaio**

DNIT- ME 135/2010: Pavimentação asfáltica - Misturas asfálticas – **Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2010, 6 p. Origem: DNER-ME 133/1994.

FRANCKEN, L. Pavement Deformation Law of Bituminous Road Mixes in Repeated Load Triaxial Compression. **Proceedings of the Fourth International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements**, Vol. I, The University of Michigan, Ann Arbor, Michigan, pp. 483-496. 1977.

JOLIVET .Y.; MALLOT, M. Precautions when interpreting rutting results from the LCPC traffic simulator. 2º Eurasphalt & Eurobitume Congress Barcelona, 2000.

KALCHEFF, I. V.; TUNNICLIFF, D. G. Effects of Crushed Stone Aggregate Size and

Shape on Properties of Asphalt Concrete. **AAPT**, Vol. 51, 1982.

KANDHAL, P. S.; MALLICK, R. B. Evaluation of asphalt pavement analyzer for HMA mix design. **NCAT Report** nº 99-4. Auburn, Junho 1999.

KIM, R. Y.; KIM, N.; KHOSA, N. P.; Effects of aggregate type and gradation on fatigue and permanent deformation of asphalt concrete. **American Society for testing materials**. Philadelphia. 1992

MAHMOUD, A. F. F.; BAHIA, H. **Using the gyratory compactor to measure mechanical stability of asphalt mixtures**. Wisconsin highway research program 0092-01-02, Madison, Wisconsin, EUA, 2004.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos Pavimentos**. 3º ed. – Rio de Janeiro: Interciência, 638 p. 2015.

NASCIMENTO, L. A. **Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com uso do compactador giratório e foco na deformação permanente**. 204 p. Dissertação (Mestrado). UFRJ, Rio de Janeiro, 2008.

SCHUSTER, S. L. **Estudo da influência da areia natural nas propriedades mecânicas de uma mistura asfáltica**. Trabalho de conclusão de curso. UFSM – Santa Maria, 2016

STAKSTON, A. D. **The Effect of Fine Aggregate Angularity, Asphalt Content and Performance Graded Asphalts on Hot Mix Asphalt Performance in a Laboratory Study**. Dissertação de mestrado. University of Wisconsin Madison 2002.

UGE, P.; VAN DE LOO, P. J. **Permanent deformation of asphalt mixes**. Amsterdam, Holanda. 1974.

YODER, E. J. e WITCZAK, M. W. **Principles of Pavement Design**. 2nd Edition (Hardcover). 1975.

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

Foi possível observar a forte influência que um agregado de formato arredondado exerce nas propriedades mecânicas das misturas asfálticas.

Pequenas adições de areia levaram a quedas significativas nos resultados de módulo de resiliência, principalmente para porcentagens maiores que 3% permutadas entre agregados britados e areia natural. Conforme os dados obtidos, foi possível verificar uma queda da ordem de 10% na rigidez das amostras quando comparada a mistura sem areia e a mistura com adição de 6% de areia, mostrando-nos o quão prejudicial é adicionar areia natural quando buscamos misturas de maior rigidez.

Para os ensaios de resistência a tração por compressão diametral constatou-se uma pequena melhora nos resultados, com a mistura de 6% de areia apresentando resultados com valores de 0,09 MPa superiores a mistura de referência sem areia. O comportamento a fadiga merece maiores estudos no que diz respeito a importância da areia natural nos resultados, visto que este é um dos problemas mais frequentes nos revestimentos asfálticos.

Por fim, com a realização do ensaio uniaxial de carga repetida e a obtenção do parâmetro *flow number* através da modelagem de Francken, mostrou-se evidente a atuação da areia natural no comportamento das misturas asfálticas frente às deformações permanentes e afundamento de trilha de roda. Assim como para os resultados de rigidez, o acréscimo de

2% de areia não impactou expressivamente nos resultados de *flow number*, entretanto porcentagens acima de 3% de areia mostraram-se significativas na redução da resistência à deformação permanente. Quando os percentuais atingem 4% de adição, a taxa de decréscimo do número de ciclos para atingir a zona terciária e a ruptura por cisalhamento a volume constante aumenta rapidamente, levando as misturas com mais areia acrescida a deformarem-se precocemente quando comparadas a misturas sem areia. Foi possível observar que a partir de percentuais de areia acima de 4% a mistura é extremamente comprometida frente ao afundamento de trilha de roda.

Considera-se por fim, frente aos resultados obtidos no transcorrer do estudo, um teor de areia limitado ao máximo de 3%, embora a não utilização de areia se mostre como a melhor opção frente as propriedades mecânicas e a resistência ao afundamento de trilha de roda nos revestimentos.

## **SOLOS ARENOSOS FINOS LATERÍTICOS DO NOROESTE DO RIO GRANDE DO SUL PARA USO EM PAVIMENTOS ECONÔMICOS**

**Gabriela A. Bragato**

Acadêmica do curso de Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ.  
gabibragato16@gmail.com

**Claudio L. Queiroz**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ.  
claudioqueirozl@hotmail.com

**Nicole D. Callai**

Acadêmica do curso de Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ.  
nicole.callai@hotmail.com

**Anna P. S. Zappe**

Acadêmica do curso de Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ.  
anna.zappe@hotmail.com

**Bruna T. Uhde**

Acadêmica do curso de Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ.  
brunauhde@hotmail.com

**Leonardo B. de Mello**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ.  
leobrmello@hotmail.com

**Carlos A. S. P. Wayhs**

Professor Mestre do Curso de Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ.  
carlos.wayhs@unijui.edu.br

**Cesar A. Ruver**

Pesquisador colaborador dos cursos de Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Rio Grande do Sul - UNIJUÍ  
cesar.ruver@gmail.com

*Resumo. O uso de agregados convencionais, tais como brita graduada e rocha são, em bases e sub-bases de rodovias tem se tornado uma prática inviável para rodovias vicinais. Sendo limitadores para o seu uso o alto custo de exploração destes materiais, a escassez de recursos públicos e a*

*preocupação com o meio ambiente. Por outro lado, o crescimento econômico acelerado exige a criação de rodovias vicinais para facilitar o fluxo de cargas e as comunicações entre as regiões. Portanto, o presente trabalho visa caracterizar e avaliar a utilização de solos arenosos finos lateríticos do Rio Grande do Sul para a*

*utilização em bases e sub-bases de pavimentos econômicos. Foram ensaiados solos de três locais diferentes do estado do Rio Grande do Sul, tanto pela metodologia tradicional quanto pela metodologia MCT. Concluiu-se que todos os solos utilizados eram lateríticos, porém somente a amostra de Tupã foi aprovada integralmente.*

**Palavras-chave:** *Materiais Alternativos. Pavimentação. Rodovias Vicinais.*

## 1. INTRODUÇÃO

A ocorrência de solos arenosos finos lateríticos (SAFL) que podem ser empregados de forma natural, sem aditivos ou adições, em bases de pavimentos perfaz cerca de 57% da área do estado de São Paulo (DELLA FLORA, 2015). Outras ocorrências significativas são registradas nos estados do Paraná, Goiás, Mato Grosso, Bahia e Minas Gerais. Segundo dados de Villibor et al. (2000), até o ano de 2000 mais de 8.000 km de estradas foram executadas utilizando bases de SAFL, sendo 5.500 km no estado de São Paulo. Alguns destes pavimentos apresentam-se em boas condições após mais de 25 anos de serviço (VILLIBOR; NOGAMI, 2009). Em termos de vias urbanas já foram construídos mais de 10 milhões de metros quadrados de bases em SAFL em todo o território nacional.

Contudo, quando se trata do Rio Grande do Sul, dados e estudos referentes ao tema são escassos. Porém, pesquisas em levantamentos geológicos e pedológicos têm revelado a possibilidade de novas ocorrências de SAFL, até mesmo no Rio Grande do Sul (DELLA FLORA, 2015). Passos, Davidson Dias e Ceratti (1991 apud FELTEN, 2005, p. 31) estudaram a ocorrência de solos arenosos finos do Rio Grande do Sul, com destaque à Latossolos Vermelho-Escuros, ocorrentes na região fisiográfica do Planalto Médio e

associados à presença geológica da Formação Tupanciretã.

O presente trabalho tem como objetivo relatar a descoberta de solos arenosos finos lateríticos (SAFL) no noroeste do Rio Grande do Sul, que possuem um ótimo comportamento quando utilizados em bases e sub-bases de pavimentos econômicos. Contudo, as classificações tradicionais definem os solos tropicais na maioria das vezes como materiais inadequados para uso em camadas de pavimento, fato que levou os pesquisadores Douglas Fadul Villibor e Job Shuji Nogami a desenvolver uma classificação mais adequada para estes solos, com enfoque na pavimentação, surgindo assim a Classificação de Solos MCT e posteriormente a Metodologia MCT para escolha de materiais para uso em pavimentação econômica. Salienta-se que a sigla MCT foi originada pela classificação utilizando amostras miniaturas em ensaios de compactação utilizando solos tropicais, significando a letra M inicial de miniatura, C de compactação e T de tropical. Esta metodologia alicerçou esta pesquisa para avaliar a viabilidade destes solos (VILLIBOR; NOGAMI, 2009), sendo tema do trabalho de conclusão de curso de Della Flora (2015) e subtema do projeto de pesquisa “Estudo de solo argiloso laterítico para uso em pavimentos econômicos” vinculado ao grupo de pesquisa institucional em Novos Materiais e Tecnologias para Construção da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul (UNIJUÍ).

Este artigo relata a etapa da pesquisa cujo objetivo geral é comparar, caracterizar e avaliar o potencial de solos arenosos finos lateríticos encontrados na região noroeste do Estado do Rio Grande do Sul para construção de bases ou sub-bases de pavimentos econômicos destinados a baixo volume de tráfego. Os objetivos específicos são: identificar jazidas de solos arenosos finos com presumível comportamento laterítico; realizar

ensaios tradicionais de caracterização e compactação; caracterização pela Metodologia MCT; e avaliar o solo SAFL de melhor desempenho para emprego em bases e sub-bases na pavimentação aplicando critérios estabelecidos com base na Metodologia MCT para seleção de solos arenosos finos lateríticos. Apresenta-se neste relato resultados até agora obtidos, tendo como referência principal o trabalho de conclusão de curso de Della Flora (2015).

## 2. METODOLOGIA

A metodologia da pesquisa foi organizada pelas seguintes etapas: escolha dos locais de retirada das amostras de solo, realização de ensaios tradicionais de caracterização e compactação dos solos, execução de ensaios da classificação de solos tropicais e execução do restante dos ensaios da metodologia MCT. Os ensaios de caracterização, como limites físicos, massa específica real e análise granulométrica deste solo foram realizados no Laboratório de Engenharia Civil da UNIJUÍ (LEC). As normas que norteiam os ensaios encontram-se nas referências. Na Tabela 1 apresenta-se os valores recomendados por Villibor e Nogami (2009) para uso de solos em bases de SAFL para diversas propriedades e ensaios da Metodologia MCT respectivo.

Tabela 1. Recomendação para Bases de SAFL

PROPRIEDADES	INTERVALOS ADMISSÍVEIS	MÉTODOS DE ENSAIO
Grupos MCT	LG', LA', LA	M5 E M8
Capacidade de Suporte Mini-CBR $H_{60}$ [%]	$\geq 40$	M2
Expansão sem sobrecarga - Es [%]	$\leq 03$	M2
Relação RIS [%] ou Perda de Suporte por Imersão PSI [%]	$\geq 50$ $\leq 50$	— —
Contração Axial - Ct [%]	0,1 a 0,5	M3
Coefficiente de Sorção d'água - s [cm/ $\sqrt{\text{min}}$ ]	$10^{-2}$ a $10^{-4}$	M4
Coefficiente Permeabilidade - $k_g$ [cm/s] (opcional)	$10^{-6}$ a $10^{-8}$	M4

Valores na  $H_0$  da Energia Intermediária do Mini-Proctor

Estes ensaios da metodologia MCT são:

- M2 – mini- CBR – semelhante ao ensaio CBR, medindo a capacidade de suporte
- M2 – expansão - medindo o aumento de volume com o aumento do teor de umidade;
- M3 – contração - mede o desenvolvimento de trincas;
- M4 – infiltrabilidade - envolve o coeficiente de sorção de solos não saturados, medindo a movimentação da frente de umidade e sua quantidade de água associada;
- M4 – permeabilidade – mede a percolação em meio da água em meio saturado e caracterização pelo coeficiente de permeabilidade;
- M5 – mede o grau de compactação e afastamento do teor ótimo de compactação;
- M8 – avalia a erodibilidade do solo pela perda de massa por imersão;
- M9 – a partir dos resultados do ensaios M5 e M8 procede-se a classificação MCT.

A profundidade de extração das amostras foi em torno de 1,00 metro da superfície, pertencente ao horizonte B. A região foi escolhida por ser indicada em outras bibliografias como provável jazida de SAFL. O primeiro solo selecionado para esta pesquisa foi retirado de um corte próximo no interior do município de Tupanciretã (RS) designado solo Tupã. O segundo foi retirado no interior do município de Jóia (RS) denominado solo Jóia e estando no início da realização dos ensaios de caracterização. Também foi analisado amostra de solo de Capão do Cipó, denominado solo Cipó, porém não se enquadraram como SAFL, por isso não serão apresentados a maioria de seus resultados deste solo neste trabalho.

## 3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

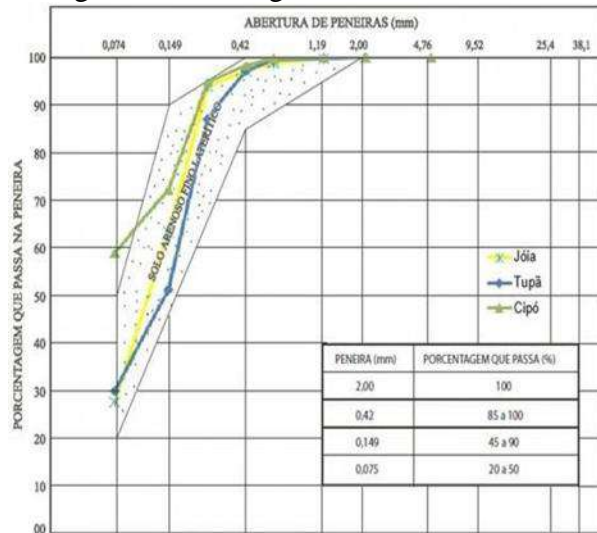
Na Tabela 2 estão descritos os dados da granulometria, limites de liquidez e plasticidade e as classificações tradicionais do Sistema Unificado de Classificação dos Solos

(SUCS) e da classificação rodoviária HRB/AASHTO e na Figura 1 apresentam-se as curvas granulométricas dos solos Tupã e Jóia, inseridas no gráfico dentro da faixa granulométrica recomendada por Villibor et al. (2009). Como é possível observar na imagem, os resultados são animadores, pois percebe-se o enquadramento total das curvas de Jóia e Tupã na sobreposição à faixa granulométrica recomendada a bases de SAFL e o solo Cipó somente na graduação mais fina fica fora da faixa.

Tabela 2. Granulometria, limites e classificação

SOLO	GRANULOMETRIA COM DEFLOCULANTE (%)						LIMITES		CLASSIFICAÇÃO	
	Pedregulho	Areia Grossa	Areia Média	Areia Fina	Silte	Argila	LL (%)	IP (%)	Class. SUCS	Class. HRB
CIPÓ	0,13	0,29	4,89	35,84	14,18	44,67	40	11	CL ou ML	A-6 (6)
JÓIA	0,07	0,45	2,97	58,2	13,07	25,24	25	10	SC	A-4 (1)
TUPÃ	0,07	0,28	10,55	58,83	8,37	21,9	22	9	SC	A-2-4 (0)

Figura 1. Curvas granulométricas e faixa



Quanto às classificações de solos tradicionais, o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), ou Classificação de Casagrande leva em conta o tamanho dos grãos, a granulometria, a plasticidade e o teor de matéria orgânica. Por este sistema, os solos de Jóia e Tupanciretã,

curiosamente, foram classificados como SC e o Cipó na interface ML - CL. Já a classificação de solos HRB - AASHTO mostra o solo Cipó como A-6, Jóia como A-4 e Tupã como solo A-2-4.

Quanto à compactação o solo Tupã, Jóia e Cipó apresentaram as curvas indicadas na Figura 2. Constam na Tabela 3 os dados das massas específicas aparentes secas máximas e as umidades ótimas do solo para as energias normal, intermediária e modificada. Percebe-se com o aumento da energia de compactação, um aumento da massa específica aparente seca máxima e uma diminuição da umidade ótima, comportamento que era esperado. Porém chama atenção os altos valores de massa específica aparente seca máxima de 18,1 kN/m<sup>3</sup> dos solos Jóia e Tupã comparada com o 15,3 kN/m<sup>3</sup> do solo Cipó e dos valores dos solos típicos da região de Ijuí, Santo Ângelo e Santa Rosa, por volta de 14 kN/m<sup>3</sup>, todos executados na energia normal.

Figura 2. Curvas de compactação dos solos

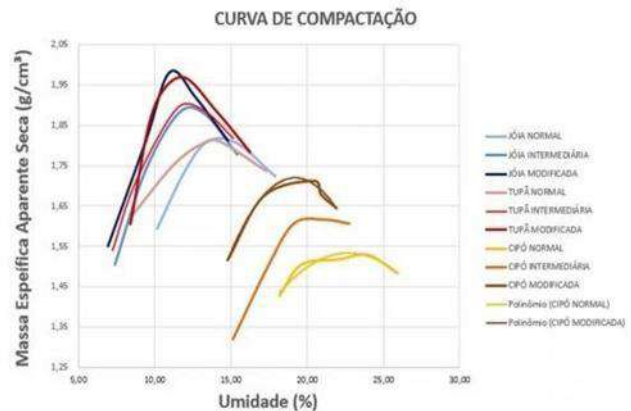


Tabela 3. MEASmax e umidades ótimas

SOLO	Energia Normal		E. Intermediária		E. Modificada	
	W ót (%)	MEAS (kN/m <sup>3</sup> )	W ót (%)	MEAS (kN/m <sup>3</sup> )	W ót (%)	MEAS (kN/m <sup>3</sup> )
CIPÓ	22	15,3	20	16,2	19,5	17,2
JÓIA	14,5	18,1	12,25	18,9	11	19,9
TUPÃ	13,75	18,1	12	19	11,75	19,7

Na Tabela 4, apresentam-se os valores do Índice de Suporte Califórnia também



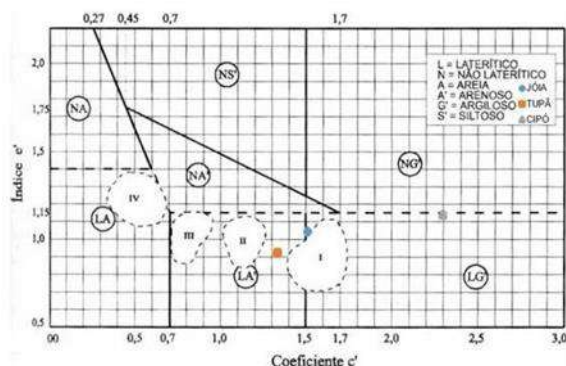
conhecido como CBR (California bearing ratio), onde percebe-se que o solo Tupã apresentou resultados superiores, em ambas as energias, aos do solo Jóia.

Tabela 4. CBR das amostras

SOLO	ENERGIA			
	INTERMEDIÁRIA		MODIFICADA	
	CBR (%)	Exp (%)	CBR (%)	Exp (%)
JÓIA	28	0,43	39	0,32
TUPÃ	34	0,21	49	0,32

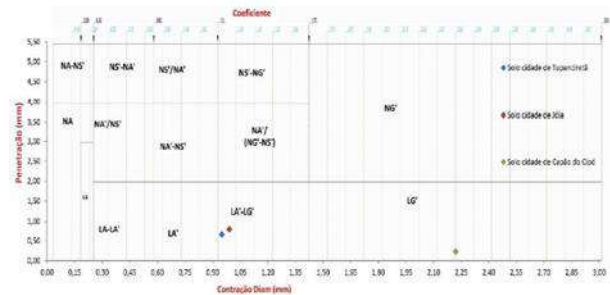
Na sequência, realizaram-se os ensaios da metodologia MCT para as amostras Jóia e Tupã visando atender as exigências contidas na Tabela 1 propostas por Villibor e Nogami (2009). Observando a Tabela 1, percebe-se que os ensaios da metodologia necessários são o M2 (ensaio Mini-CBR e Expansão), M3 (ensaio de Contração), M4 (ensaio de Infiltrabilidade e Permeabilidade) e da classificação MCT pelo procedimento M9 (classificação Geotécnica MCT) a partir dos dados obtidos dos ensaios M5 (ensaio de Compactação Mini-MCV) e M8 (ensaio de Perda de Massa por Imersão). Na Figura 3 percebe-se onde se inserem os três solos e percebe-se quatro áreas hierarquizadas pelos pesquisadores Villibor e Nogami. As áreas I, II e entorno são as típicas de SAFL adequados. Percebe-se que ambos os solos estão no entorno.

Figura 3. Classificação MCT e hierarquização das amostras



Também foi realizada a classificação MCT expedita em ambos os solos, que pode ser observado na Figura 4, e de forma ampliada no Anexo A. O ensaio tem como objetivo verificar de forma expedita a classificação MCT pelo método das pastilhas. Como pode ser observado os solos foram classificados como LA'-LG' bem próximos da área LA', correspondendo a classificação MCT original. Na imagem, áreas que iniciam com a classificação N são não lateríticas e L lateríticas.

Figura 4. Gráfico da Classificação MCT Expedita das amostras



Na Tabela 5 encontram-se compilados os critérios de aceitação para o uso de base e sub-base com seus valores mínimos e máximos, juntamente com os resultados obtidos para os solos de Jóia e Tupã. Como pode ser observado, os resultados do solo Tupã foram aceitos em todos os quesitos analisados. Já o solo Jóia excedeu a contração máxima em 0,38%. Os ensaios de Infiltrabilidade e Penetrabilidade não puderam ser realizados pois o LEC ainda não está em condições operacionais de execução destes dois ensaios.

Tabela 5. Compilação de critérios de aceitação

Exigências mecânico hidráulicas	Valores admissíveis	Solo Jóia	Solo Tupã
Mini-CBR sem imersão	≥ 40%	41%	40%
Perda de suporte por imersão	≤ 50%	39,00%	25,00%
Expansão com sobrecarga padrão	≤ 0,3%	0,14%	0,08%
Contração	0,1% a 0,5%	0,88%	0,45%
Coefficiente de infiltração	10 <sup>-2</sup> a 10 <sup>-4</sup>	-----	-----

### 3.1 Autorizações/Reconhecimento

Os autores são responsáveis por garantir o direito de publicar todo o conteúdo de seu trabalho. Também reconhecem o apoio do MEC/SESu pelas bolsas do Programa de Educação Tutorial.

#### *Agradecimentos*

Os autores agradecem ao laboratorista Luiz Donato, ao Laboratório de Engenharia Civil da UNIJUÍ (LEC), e aos demais colegas que colaboraram nas discussões e execução dos ensaios.

### 4. REFERÊNCIAS

DELLA FLORA, C. S. **Estudo comparativo entre solos arenosos finos lateríticos do Rio Grande do Sul para emprego em pavimentos econômicos.** 2015. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Departamento de Ciências Exatas e Engenharias, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, 2015.

FELTEN, D. **Estudo sobre solos arenosos finos lateríticos da planície costeira sul do RS para emprego em pavimentação econômica.** 2005. Dissertação de Mestrado (Programa de Pós-graduação em Engenharia Oceânica) – Fundação Universidade Federal Do Rio Grande, Rio Grande, 2005.

VILLIBOR, D. F. et al. **Pavimentos de baixo custo para vias urbanas.** 2. ed. São Paulo: Arte & Ciência, 2009. 196 p., il. color.

VILLIBOR, D. F; NOGAMI, J. S.  
**Pavimentos com solos lateríticos e gestão de manutenção de vias urbanas.** ABPv/Universidade Federal de Uberlândia: São Paulo, 2000. 138 p.

VILLIBOR, D. F; NOGAMI, J. S.  
**Pavimentos econômicos: tecnologia do uso dos solos finos lateríticos.** São Paulo: Arte & Ciência, 2009. 292 p., il. color.

### CONSIDERAÇÕES FINAIS

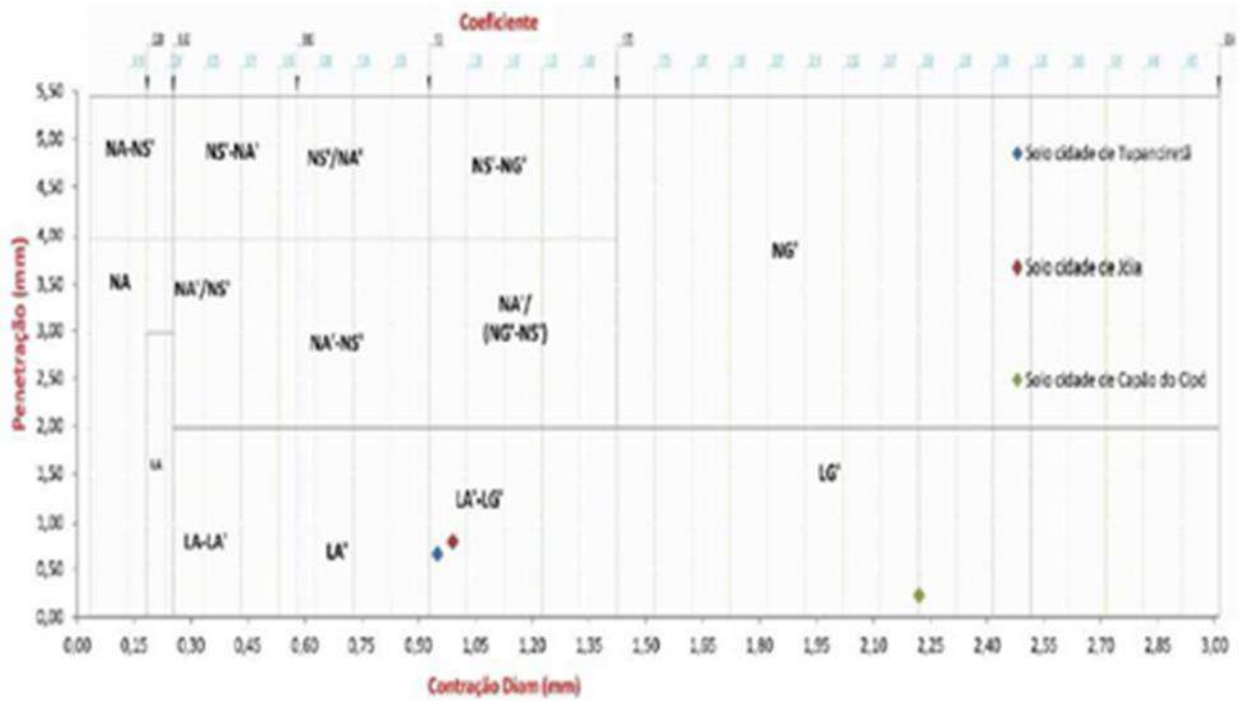
Os resultados foram muito satisfatórios com excelentes indícios à utilização do SAFL em bases e sub-bases de pavimentos econômicos destinados a baixo volume de tráfego, especialmente o solo Tupã.

Em relação à granulometria, os solos Jóia e Tupã apresentam curvas parecidas e próximas, sendo ambos arenosos contendo respectivamente 62% e 70% de grãos do tamanho areia em sua composição. O solo Tupã foi aprovado em todos os quesitos analisados para utilização em bases e sub-bases de pavimentos econômicos de baixo volume de tráfego, pretendendo-se ainda comprovar o atendimento dos requisitos dos ensaios de Infiltrabilidade e Permeabilidade. Já o solo Jóia excedeu o valor limite de contração e, portanto, atende parcialmente às especificações.

Esta pesquisa permanentemente será ampliada com a busca de novos SAFL, para que em breve seja possível o mapeamento das ocorrências deste tipo de solo na região noroeste, podendo auxiliar o meio acadêmico e profissional para o planejamento e construção de obras de engenharia.

ANEXO A

Gráfico ampliado da Classificação MCT expedita das amostras



**PAVIMENTOS ECONÔMICOS: MISTURAS DE SOLO ARGILOSO  
LATERÍTICO DO NOROESTE DO RIO GRANDE DO SUL E  
AGREGADOS GRAÚDOS**

**Claudio L. Queiroz**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUI.  
claudioqueirozl@hotmail.com

**Gabriela A. Bragato**

Acadêmica do curso de Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUI.  
gabibragato16@gmail.com

**Nicole D. Callai**

Acadêmica do curso de Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUI.  
nicole.callai@hotmail.com

**Anna P. S. Zappe**

Acadêmica do curso de Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUI.  
anna.zappe@hotmail.com

**Bruna T. Uhde**

Acadêmica do curso de Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUI.  
brunauhde@hotmail.com

**Leonardo B. de Mello**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUI.  
leobrmello@hotmail.com

**Carlos A. S. P. Wayhs**

Professor Mestre do Curso de Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUI.  
carlos.wayhs@unijui.edu.br

**Cesar A. Ruver**

Pesquisador colaborador dos cursos de Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Rio Grande do Sul - UNIJUI  
cesar.ruver@gmail.com

*Resumo. O presente trabalho pretende relatar pesquisa que avaliou misturas de brita graduada e de solo laterítico argiloso proveniente da cidade de Ijuí, em bases e sub-bases para execução de pavimentos mais econômicos. Este solo utilizado localmente como subleito de rodovias pavimentadas e de*

*leito estradal de não pavimentadas, predomina na região e por isso pode ser utilizado do próprio local da rodovia, contribuindo para reduzir drasticamente o passivo ambiental que a pavimentação de vias provoca pela exploração de materiais pétreos. A pesquisa baseia-se predominantemente na*

*metodologia proposta pelos pesquisadores Villibor e Nogami (2009) para utilização em pavimentos econômicos de misturas granulométricas descontínuas de solos lateríticos com agregados (misturas SLAD). Resultados anteriores da pesquisa com algumas misturas de solo e brita já haviam apresentado resultados satisfatórios nas porcentagens de material britado por volta de 60%, para Índice Suporte Califórnia, repetindo-se o êxito para mistura com brita graduada.*

**Palavras-chave:** *Misturas SLAD. Materiais alternativos. Argila laterítica.*

## 1. INTRODUÇÃO

O Sistema Nacional de Viação indica que 78,6 % da malha total é composta de rodovias não pavimentadas, sendo 92,2% de jurisdição municipal e tendo no Rio Grande do Sul somente 7% destas pavimentadas (DNIT, 2015). Mesmo que nos últimos anos não venha ocorrendo um crescimento econômico acentuado (CNT, 2015), a sociedade exige cada vez mais qualidade em infraestrutura e investimentos em pavimentação de rodovias. Por outro lado, o alto custo de exploração e transporte de agregados convencionais utilizados em bases e sub-bases de rodovias e as restrições ambientais impostas inviabilizam qualquer política intensiva de pavimentação, principalmente no âmbito municipal. Sendo assim, cresce o interesse e a necessidade pelo uso dos materiais alternativos. Estes materiais são encontrados no próprio local das rodovias já implantadas, mas não pavimentadas, que podem ser utilizados em sua pavimentação contribuindo com o crescimento econômico destas regiões e minimizando os impactos ambientais.

Segundo Villibor e Nogami (2009) deseja-se que os conceitos de pavimentação econômica apresentados possam contribuir

para o surgimento de novos programas de pesquisa na área de pavimentação no meio científico. Espera-se, também, que contribuam para acelerar a implementação de programas de rodovias vicinais com pavimentação de baixo custo para vias urbanas, algo que o Brasil é extremamente carente.

Seguindo essa ideia, em meados de 2012 propôs-se o projeto de pesquisa denominado “Estudo de Solo Argiloso Laterítico para Uso em Pavimentos Econômicos” vinculado ao Grupo de Pesquisa institucional da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ: “Grupo de Pesquisa em Novos Materiais e Tecnologias para Construção”. Os primeiros seis autores são acadêmicos integrantes do projeto de pesquisa e bolsistas do Grupo PET, orientados pelo sétimo autor, com a colaboração do oitavo autor.

Fazendo parte deste projeto a pesquisa tem como objetivo avaliar o uso de solo argiloso, de caráter laterítico de acordo com a metodologia MCT, proveniente da cidade de Ijuí, em bases e sub-bases de pavimentos econômicos, misturado a brita graduada de basalto de acordo com o estudo geotécnico de solo laterítico – agregado para bases proposto em Villibor e Nogami (2009), e foi tema do trabalho de conclusão de curso de Zwirter (2015). De acordo com os autores as bases de solo-agregado são usadas em diversos estados brasileiros. No caso do estado de São Paulo, em sua região central, seu uso é intenso, pois há abundância de jazidas de solos lateríticos ao lado de pedreiras comerciais que fornecem agregados britados de qualidade a preços relativamente baixos.

No estado do Rio Grande do Sul, estudos foram realizados por Couto (2009) com misturas solo-agregado com teor de 60% de brita para uso em bases e sub-bases seguindo as especificações tradicionais baseadas nos resultados de ISC (índice suporte Califórnia) e adequação à faixas granulométricas. Porém

pouco diferente da metodologia proposta por Villibor e Nogami (2009) e adotada nesta pesquisa.

## 2. METODOLOGIA

A metodologia do trabalho foi dividida pelas seguintes etapas: retirada das amostras de solo; realização para o solo natural de ensaios: tradicionais de caracterização, da Metodologia MCT e de compactação e de índice suporte Califórnia; definição das proporções de misturas de solo natural com brita de basalto; obtenção de dados de ensaios de abrasão Los Angeles e de sanidade da brita; realização de ensaios de granulometria e do índice de suporte Califórnia (ISC) das misturas; e por último a análise dos ensaios realizados.

A argila vermelha utilizada neste trabalho foi retirada de um corte de um talude próximo do prédio do Hospital Veterinário, no campus da UNIJUI – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, na cidade de Ijuí (RS). A profundidade de extração das amostras foi em torno de 2 metros da superfície, pertencente ao horizonte B do latossolo. O propósito da pesquisa é utilizar o solo do próprio local de execução da rodovia. Assim, evita-se custo de transporte de parte do material utilizado em bases e sub-bases, já que esta argila vermelha foi escolhida por ter as características semelhantes dos subleitos da malha viária das estradas vicinais de Ijuí e região.

As britas de números 1 e 2 que foram utilizadas nas misturas são oriundas de uma pedreira localizada em município próximo a Ijuí, em Coronel Barros, distante 16 km.

Após a coleta dos materiais e a preparação das misturas, os ensaios laboratoriais foram realizados seguindo suas respectivas normativas. Os ensaios de limite de liquidez e limite de plasticidade foram realizados, respectivamente, de acordo com a NBR

6459/1984 e a NBR 7180/1984. As análises granulométricas foram realizadas conforme a NBR 7181/1984. A massa específica real foi determinada pelo método preconizado na NBR 6508/1984. Os ensaios de compactação foram executados conforme o método de ensaio da NBR 7182/1986 utilizando a energia modificada. Todas as amostras dos ensaios de caracterização e de compactação descritos acima foram preparadas de acordo com a NBR 6457/1986. Já a determinação do Índice de Suporte Califórnia (ISC) foi feita conforme prescreve a NBR 9895/1987, para um ponto em torno do peso específico aparente seco máximo e umidade ótima. Todos os ensaios citados foram realizados no Laboratório de Engenharia Civil da UNIJUI. Salienta-se que as normas NBR de números 6457, 6459, 7180, 7181, 7182 e 9895 foram revisadas pela ABNT no ano de 2016.

A partir da constatação do solo natural ser um LG' (solo laterítico argiloso) pela Classificação MCT, escolheu-se as porcentagens de agregado a serem adicionadas, objetivando misturas que pudessem ter resultados exitosos. Sendo assim, as misturas foram realizadas com adição de brita graduada na proporção em peso de 50, 60 e 70%, sendo chamadas respectivamente de SLAD 50 %, SLAD 60 % e SLAD 70 %. A sigla SLAD de acordo com Nogami e Villibor significa solo laterítico com agregado descontínuo, indicando misturas com solo laterítico argiloso misturado a agregados com granulometria descontínua.

## 3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

O solo no estado natural apresentou os valores de 65%, 39% e 26%, respectivamente para limite de liquidez, limite de plasticidade e índice de plasticidade, resultados maiores que os indicados pela especificação DNER - ES 303/97. A massa específica real foi de 2,885 g/cm<sup>3</sup>.



Quanto às classificações tradicionais de solos, pelo Sistema Unificado de Classificação de Solos – SUCS, a argila vermelha de Ijuí foi classificada como MH. Já segundo o Sistema Rodoviário de Classificação – HRB/AASHTO, o solo é do grupo A-7-5 (18). Segundo DNIT (2006), o grupo de solo A-7-5 indica indevidamente um comportamento do solo como subleito considerado sofrível a mau.

No Laboratório de Geotecnia e Concreto da Universidade Federal do Rio Grande – FURG, foram realizados os ensaios para a classificação MCT do solo natural e os valores obtidos do ensaio mini-MCV M5 para “c” (coeficiente angular) e “d” (coeficiente de inclinação) foram de 2,86 e 41,50, e para o valor do Pi obtido do ensaio de perda de massa por imersão, foi de 0%. Efetuando os cálculos obtém-se para e’ o valor de 0,78. Com esses dados, pôde-se classificar a argila como solo de comportamento laterítico argiloso – LG’ por meio do gráfico de classificação MCT apresentado na Fig. 1.

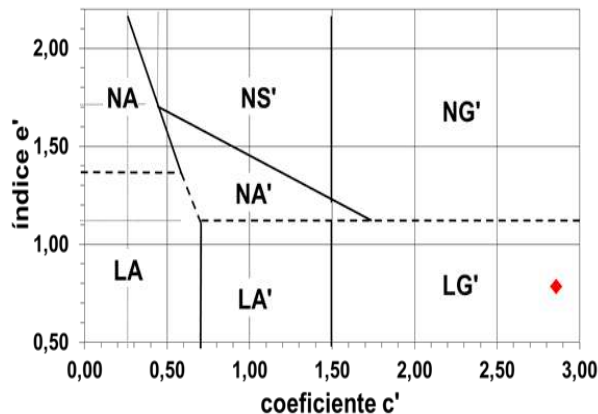


Figura 1: Gráfico da classificação MCT

No ensaio de sanidade o material britado foi testado na Universidade Federal de Santa Maria, e apresentou perda de 1,41% do material graúdo, o que é um valor extremamente baixo comparando com as especificações para uso em bases e sub-bases. Também foi realizado na UFSM o ensaio de

Abrasão Los Angeles, apresentando 10,85% de perda de material graúdo, resultado muito abaixo do mínimo recomendado pro Nogami e Villibor (2009) de 50 %, sinalizando ótima qualidade quanto a resistência dos grãos.

A análise granulométrica da brita graduada está apresentada na Fig. 2 e Tabela 1.

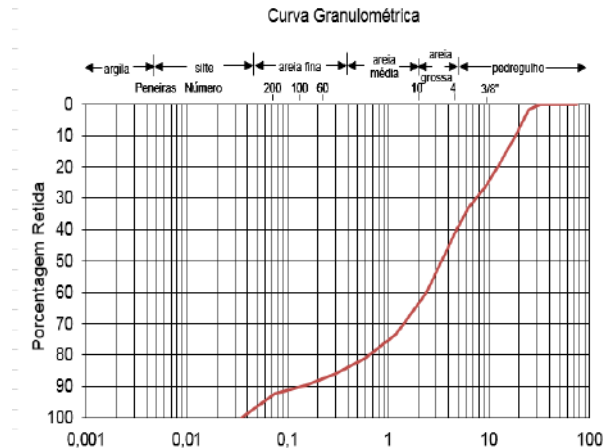


Figura 2. Curva granulométrica da brita graduada

Tabela 1. Granulometria da brita graduada

Curva Granulométrica		
Peneira (mm)		% Retida Acumulada
25	1	1,6
19	3/4"	9,0
12,5	1/2"	19,7
9,5	3/8"	25,8
6,3	1/4"	32,8
4,8	4	39,5
2,4	8	60,1
1,2	16	73,4
0,6	30	81,0
0,3	40	86,1
0,15	100	89,6
0,075	200	92,4
0,035		100,0

Para adequar as misturas à NBR 7181/84, foi removido todo o material britado retido na peneira 3/4". Também do material pétreo, foi desprezado o passante na peneira de nº 4. Por

este motivo a mistura não se adequa à faixa C do DNIT, como podemos observar na Fig. 3, que apresenta a análise granulométrica das misturas.

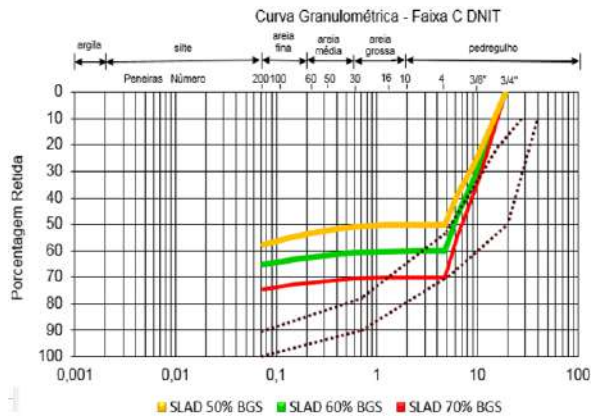


Figura 3. Curva granulométrica das misturas e Faixa C do DNIT

Após análise dos resultados do ensaio de compactação, percebeu-se para as misturas SLAD, que com o aumento do teor de brita ocorreu um aumento do peso específico aparente seco máximo e uma diminuição da umidade ótima, como mostra a Fig. 4.

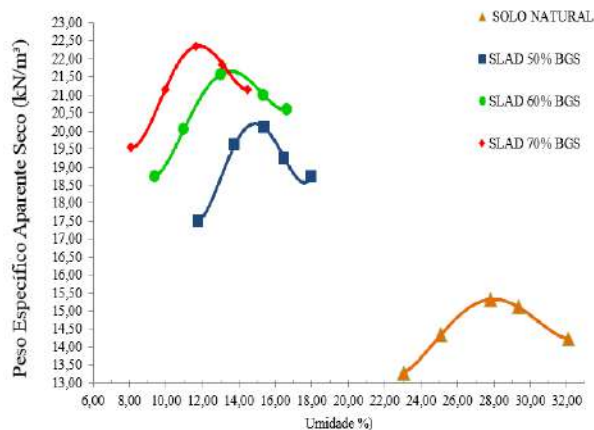
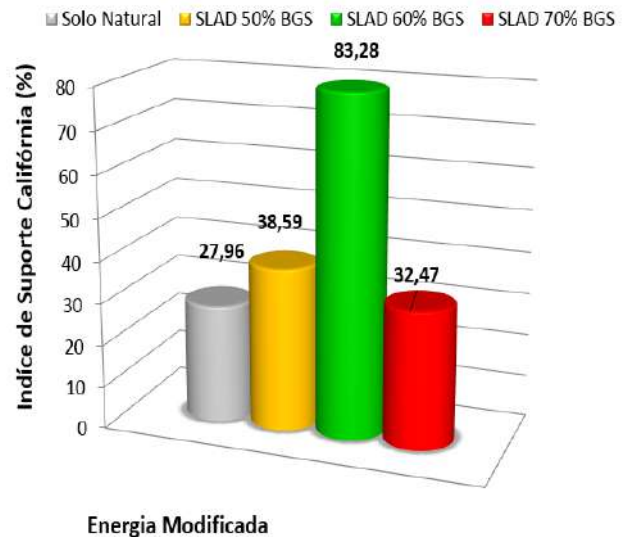


Figura 4. Curvas de compactação

Para a energia modificada obteve-se os valores de ISC e expansão para o solo natural de 28% e 0,54%, respectivamente. A expansão das misturas SLAD 50%, 60% e 70% foram, 0,25, 0,07 e 0,3, respectivamente. Na Figura 5 apresentam-se os valores de ISC para as

misturas SLAD comparado com o solo natural na energia modificada. Não se pode perceber qualquer relação entre a porcentagem de agregado adicionada e o índice de suporte.

Acredita-se que com valores inferiores a 60% de brita graduada, não ocorre o contato de material pétreo grão a grão, de modo que o agregado venha a “boiar” na massa de solo, não garantindo resistência a amostra. O resultado baixo da mistura SLAD com 70 % deve ter ocorrido por algum problema no ensaio que não pôde ser detectado a tempo da conclusão do estudo.



Energia Modificada  
Figura 5: ISC para o solo e misturas SLAD

### 3.1 Autorizações/Reconhecimento

Os autores são responsáveis por garantir o direito de publicar todo o conteúdo de seu trabalho. Também reconhecem as bolsas PET junto ao MEC/SESu.

### Agradecimentos

Os autores agradecem ao Laboratório de Engenharia Civil da UNIJUÍ e a empresa BRIPAV Serviços e Pavimentação pelo fornecimento do material.

#### 4. REFERÊNCIAS

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DOS TRANSPORTES – CNT. (2015). **Boletim Econômico Dezembro 2015**. Site <http://www.cnt.org.br/>. Boletim Econômico (Novembro 2015) – AGREGADO.pdf.

COUTO, J. B. **Estudo de misturas de solo-agregado em bases e sub-bases rodoviárias do Rio Grande do Sul: caracterização de laboratório e execução de trecho experimental**. 2009. 163 f. Dissertação (Pós-Graduação em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Rede Rodoviária do PNV – Divisão em Trechos DNIT 2015**. Site: <http://www1.dnit.gov.br>.

VILLIBOR, Douglas Fadul e NOGAMI Job Shuji. **Pavimentos de Baixo Custo para Vias Urbanas: Bases alternativas com solos lateríticos** Gestão de Manutenção de Vias Urbanas. 3. ed. São Paulo: Arte & Ciência, 2009.

ZWIRTES, A.F. **Estudo de misturas de solo argiloso laterítico do noroeste do estado do Rio Grande do Sul e material britado para uso em pavimentos econômicos**. 2015. Dissertação (Graduação em Engenharia Civil – Departamento de Ciências Exatas e Engenharias): Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí RS, 2015.

#### CONSIDERAÇÕES FINAIS

Quanto a utilização de solo nas misturas, embora os valores do LL e IP serem maiores que os indicados pelo DNIT para o uso em bases estabilizadas granulometricamente, o solo apresentou bom comportamento.

Apesar da classificação no sistema HBR/AASHTO comprometer a utilização do solo em camadas do pavimento, por ser classificado como sofrível a mau, este mau comportamento não se confirmou nos ensaios laboratoriais, sendo inclusive possível sua utilização em bases e sub-bases de pavimentos com baixo volume de tráfego, quando misturado a outros materiais granulares. Além disso as especificações do DNIT para uso deste solo em subleito e sub-bases são atendidas quanto a ISC e expansão.

Quanto a utilização do agregado oriundo do município de Coronel Barros, apresentaram-se resultados positivos como agente estabilizador da mistura, e devido sua boa performance no ensaio de abrasão e sanidade, este material certamente pode ser utilizado na execução das camadas viárias devido à resistência aos esforços solicitados no processo de compactação a rolo.

Quanto as misturas SLAD, é importante salientar que apesar do não cumprimento de alguns requisitos do solo para a utilização em bases estabilizadas granulometricamente conforme Villibor e Nogami, o conjunto solo laterítico argiloso mais brita graduada, obteve êxito em porcentagens sugeridas por autores estudados na revisão bibliográfica. Entretanto, uma curiosidade é apresentada nos resultados do ISC para a mistura de 70% brita e 30% solo, que apesar de possuir a maior densidade de todas as amostras, obteve o menor índice de suporte. Acredita-se que tal ocorrência deve-se, a afloração do material pétreo no topo da amostra, permitindo que se criem canais que possibilitam uma maior percolação da água quando a amostra é mergulhada por 4 dias. Essa hipótese é fundamentada pela execução do ensaio apenas com solo laterítico,

compactado na umidade ótima e em energia modificada, onde este foi pesado antes e após a imersão, e não foi constatada alteração do peso inicial após o período de imersão. Acredita-se que a compactação em energia modificada do solo argiloso cria uma camada impermeável no topo da amostra, diminuindo a percolação de água, e conseqüentemente impedindo que a mistura “amoleça”, gerando assim índices de suporte menores para algumas misturas com porcentagens maiores de agregado, como na mistura SLAD 70%.

Quanto aos resultados obtidos pelo ISC, a mistura SLAD 60% pode ser utilizada como camada de base para rodovias ou estradas de baixo volume de tráfego, as demais misturas podem ser utilizadas como base e/ou sub-base para áreas de estacionamento. A utilização deste modelo de estabilização granulométrica se torna mais econômica, por ser do próprio local das rodovias da nossa região o material fino.

Oportunamente pretende-se obter resultados das novas misturas SLAD com material de granulometria que se encaixe nas especificações de bases de brita graduada dosadas, para que se possa avaliar quais teores de agregado gráudo atendem ao valor mínimo de 60% ou 80% para ISC quando misturados com o solo da região. Espera-se proporções maiores de solo do que as das misturas já estudadas.

## **METODOLOGIA MCT APLICADA À CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS E MISTURAS DA REGIÃO NOROESTE DO RIO GRANDE DO SUL**

**Nicole D. Callai**

Acadêmica do curso de Engenharia Civil, Bolsista PET, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul - UNIJUÍ  
nicole.callai@hotmail.com

**Anna P. S. Zappe**

Acadêmica do curso de Engenharia Civil, Bolsista PET, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul - UNIJUÍ  
anna.zappe@hotmail.com

**Gabriela A. Bragato**

Acadêmica do curso de Engenharia Civil, Bolsista PET, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ  
gabibragato16@gmail.com

**Claudio L. Queiroz**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil, Bolsista PET, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ  
claudioqueirozl@hotmail.com

**Leonardo B. de Mello**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil, Bolsista PET, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ  
leobrmello@hotmail.com

**Bruna T. Uhde**

Acadêmica do curso de Engenharia Civil, Bolsista PET, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ  
brunauhde@hotmail.com

**Carlos A. S. P. Wayhs**

Professor/Pesquisador do curso de Engenharia Civil, Tutor do Grupo PET, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ  
carlos.wayhs@unijui.edu.br

**Cesar A. Ruver**

Pesquisador colaborador dos cursos de Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Rio Grande do Sul - UNIJUÍ  
cesar.ruver@gmail.com

**Resumo.** A metodologia MCT é um sistema de caracterização de solos direcionado exclusivamente ao estudo de solos tropicais, baseado em propriedades mecânicas e hidráulicas obtidas por meio de ensaios com corpos de prova compactados de dimensões reduzidas. Os solos situados na região noroeste do estado do Rio Grande do Sul são reconhecidos por seu caráter tropical e

comportamento laterítico, tornando-se objeto de análise da classificação. Este trabalho objetiva apresentar a caracterização de várias amostras de solos da referida região e de algumas misturas de solo com agregados miúdos através da metodologia MCT, de modo a criar um banco de dados e consolidar a execução dos ensaios da referida metodologia no Laboratório de Engenharia

*Civil da UNIJUÍ (LEC). As amostras foram classificadas pelas metodologias MCT Original e Expedita, também conhecida como Método das Pastilhas, atingindo o objetivo deste trabalho. Complementarmente, espera-se que ao longo do tempo este acervo possa ser expandido.*

**Palavras-chave:** Solos lateríticos. Amostras miniaturas compactadas tropicais. Classificação MCT.

## 1. INTRODUÇÃO

Como alternativa para reduzir os custos de implantação de rodovias e no intuito de acelerar o desenvolvimento do país, surgiram conceitos de pavimentos econômicos, que substituem materiais tradicionalmente utilizados na pavimentação por outros alternativos. Conforme Villibor e Nogami (2009), um pavimento pode ser considerado de baixo custo quando, dentre outras possibilidades, diminuir o custo com a utilização de bases constituídas de solos in natura ou em misturas com custos substancialmente inferiores às bases e sub-bases convencionais, tais como: brita graduada, solo cimento, macadame hidráulico ou macadame betuminoso. Buscando viabilizar a construção de pavimentos econômicos com bases e sub-bases de solos in natura ou misturas de solos, foram iniciadas pesquisas referentes ao assunto em 2012 na UNIJUÍ - Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, a partir da criação do projeto de pesquisa “Estudo de solo argiloso laterítico para uso em pavimentos econômicos” vinculado ao grupo de pesquisa institucional em Novos Materiais e Tecnologias para Construção. Para apoio à pesquisa, é fundamental a classificação do solo e misturas pela Metodologia MCT (miniatura compactada tropical) que utiliza amostras miniaturas compactadas de solos

tropicais. A partir da aquisição pela Universidade, para o curso de Engenharia Civil, dos equipamentos necessários para a execução dos ensaios da metodologia, foi possível iniciar a pesquisa focada apenas nos ensaios de classificação, parte da metodologia. A partir das classificações, vêm-se criando um banco de dados com a descrição das propriedades físicas para cada tipo de solo da região, servindo de auxílio ao meio técnico no planejamento e execução de obras de engenharia geotécnicas, principalmente rodoviárias.

## 2. METODOLOGIA

A classificação de solos com uso da Metodologia MCT foi desenvolvida especialmente para o estudo de solos tropicais baseada em propriedades mecânicas e hidráulicas, obtidas de corpos de prova compactados de dimensões reduzidas. Essa classificação não utiliza a granulometria, o limite de liquidez e o índice de plasticidade, como acontece no caso das classificações geotécnicas tradicionais, e separa os solos tropicais em duas grandes classes, os de comportamento laterítico e os de comportamento não laterítico (FORTES et al., 2002).

Ainda segundo Fortes et al. (2002), os solos lateríticos e saprolíticos, segundo a classificação MCT, podem pertencer aos seguintes grupos:

- Solos de comportamento laterítico, designado pela letra L, sendo subdivididos em 3 grupos: LA - areia laterítica quartzosa; LA' - solo arenoso laterítico e LG' - solo argiloso laterítico.

- Solos de comportamento não laterítico (saprolítico), designados pela letra N, sendo subdivididos em 4 grupos: NA – areias, siltes e misturas de areias e siltes com predominância de grão de quartzo e/ou mica, não laterítico; NA' – misturas de areias



quartzosas com finos de comportamento não laterítico (solo arenoso); NS' – solo siltoso não laterítico e NG' – solo argiloso não laterítico.

Para se classificar os solos lateríticos e saprolíticos, através da Metodologia MCT, utiliza-se o ábaco da Fig. 1, onde a linha tracejada separa os solos de comportamento laterítico dos de comportamento não laterítico. (VILLIBOR e NOGAMI, 2009).

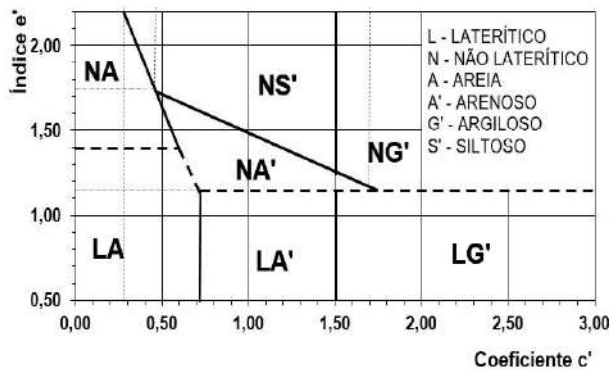


Figura 1. Classificação MCT Original

A classificação MCT é realizada com os resultados de dois ensaios: Mini-MCV, chamado de procedimento M5, e Perda de Massa por Imersão, chamado de procedimento M8. As normas a serem seguidas foram, respectivamente, a DNER-ME 256-94 e DNER-ME 258-94.

O coeficiente  $c'$  do eixo das abcissas do gráfico é um indicador de quão arenoso é o solo. O coeficiente  $e'$ , do eixo das ordenadas, é obtido por meio de  $PI$  (perda de massa por imersão) e  $d'$ , e indica se o solo possui ou não comportamento laterítico. O  $c'$  é o coeficiente angular, retirado da curva de deformabilidade – obtida do ensaio Mini-MCV e onde plota-se a variação de altura do corpo de prova em função do número de golpes –, o  $PI$  é o resultado do ensaio de perda de massa por imersão e o  $d'$  é o coeficiente angular da curva de compactação de 12 golpes. A obtenção destes coeficientes é dada por vários gráficos e cálculos através dos resultados dos ensaios M5

e M8.

Existe também a classificação expedita que tem a grande vantagem de ser um ensaio simples e que traz resultados em um período menor de tempo. O ensaio expedito consiste na moldagem de pastilhas de 20 mm de diâmetro interno e 5 mm de altura. As pastilhas passam pelo processo de secagem em uma estufa por 24 horas a uma temperatura de 60°, e pela contração resultante da perda de umidade encontra-se o primeiro parâmetro da classificação que se relaciona diretamente com o coeficiente  $c'$  da Classificação MCT original. Na sequência, os anéis com as pastilhas são colocados sobre uma placa porosa saturada para que reabsorvam água, observando-se fenômenos de inchamento, trincamento e amolecimento. Este procedimento é avaliado pela penetração de uma ponta de aço de diâmetro de 1,30 mm e massa de 10 g sobre a pastilha saturada e é realizada após as pastilhas secas passarem por uma embebição de 2 horas em um sistema padrão. Nas Figuras 3 e 4 pode-se observar respectivamente os fenômenos da contração e da penetração. Após obtidos os valores da contração diametral e da penetração na pastilha, inserem-se as coordenadas na carta apresentada na Fig. 2, obtendo-se a classificação preliminar da metodologia MCT (FORTES et al., 2002).

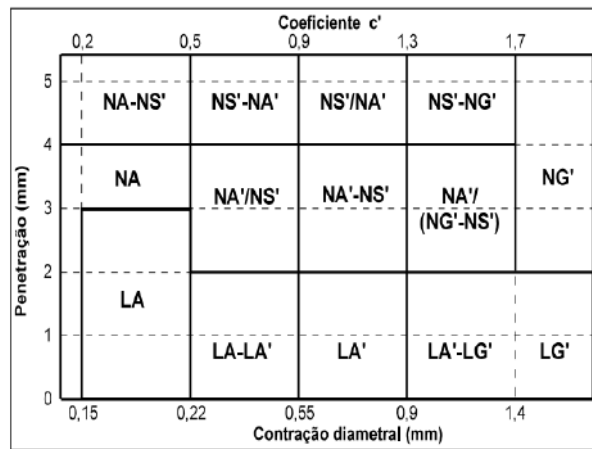


Figura 2. Classificação MCT Expedita

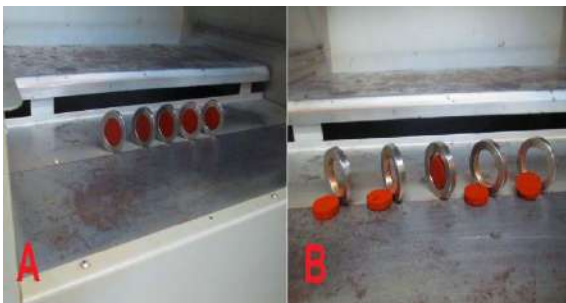


Figura 3. A: Pastilhas dentro da estufa para secagem. B: Pastilhas secas apresentando contração diametral

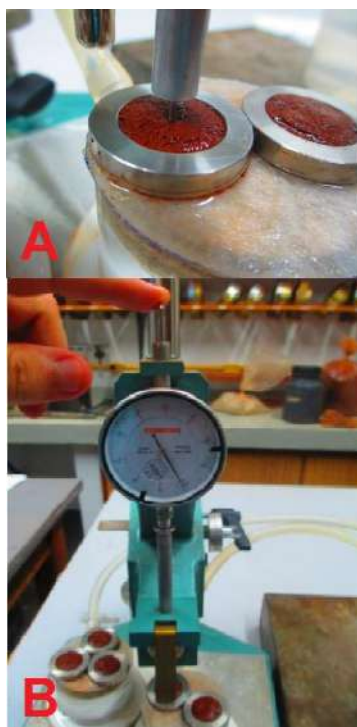


Figura 4. A e B: Penetrômetro inserido na pastilha, duas perspectivas

A pesquisa segue uma sequência de ensaios para diferentes amostras de solo (ou misturas) descritas em forma de organograma conforme apresentado na Fig. 5. Desta forma, estima-se uma sequência de ensaios que podem levar até 10 dias para cada amostra se executados em série. Já se forem executados paralelamente, o tempo de execução dos ensaios pode ser reduzido para 8 dias.

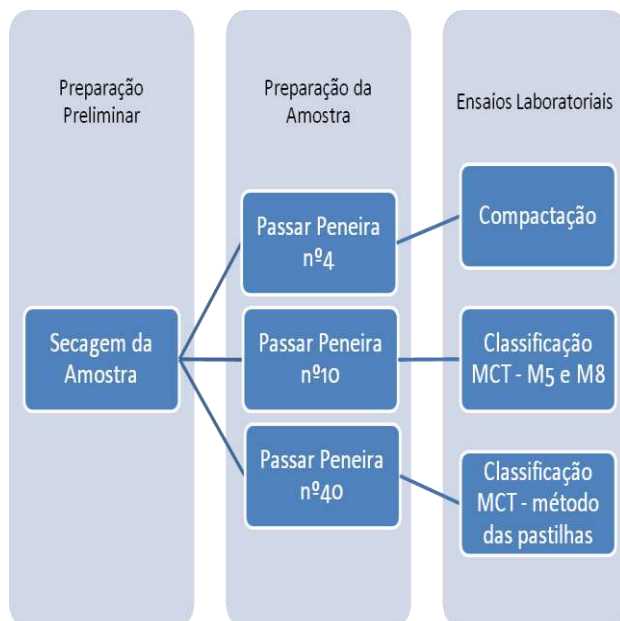


Figura 5. Delineamento da metodologia

Na Figura 6 pode-se observar imagens do ensaio de compactação M5 e na Fig. 7 imagens do ensaio de perda de massa por imersão M8.



Figura 6. A: Aparelho de compactação utilizado no ensaio M5. B: Corpo de prova compactado



Figura 7. A: Corpos de prova imersos em tanque para ensaio M8. B: Detalhe do ensaio

Para agilizar o processo de classificação, buscamos inicialmente obter a umidade ótima de cada amostra analisada, que pode ser obtida através do ensaio de Compactação da metodologia MCT, procedimento M1. Porém, pelo domínio do processo de compactação tradicional, extraiu-se a umidade ótima das curvas de compactação das misturas ALA (argila laterítica e areia), ALAI (argila laterítica e areia industrial) e ALARCC (argila laterítica e resíduo da construção civil moído fino), obtidas em ensaios de compactação de estudos já realizados no projeto. Assim, as curvas de compactação foram cedidas das pesquisas detalhadas em Amaral (2015), Buligon (2015) e Norback (2015). Da mesma maneira a curva de compactação dos solos dos municípios de Ajuricaba e Capão do Cipó foram retiradas de Della Flora, 2015, e a curva de compactação do solo do Campus utilizada deu-se a partir dos ensaios realizados em 2015 pela equipe do projeto.

A localização das amostras de solo classificadas estão representadas nas imagens seguintes, primeiramente em uma visão geral

do Estado na Fig. 8, e também uma imagem mais aproximada da região noroeste do Estado na Fig. 9. As amostras retiradas da BR-377 localizam-se nos municípios de Cruz Alta, Ibirubá e Santa Bárbara do Sul representados em verde claro.

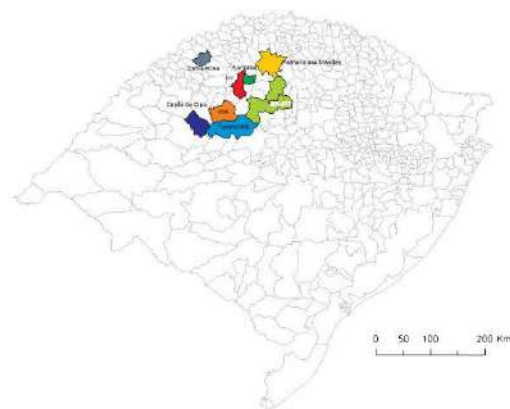


Figura 8. Localização das amostras no mapa do RGS



Figura 9. Destaque da localização da Fig. 8

### 3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Foram classificadas 3 amostras de diferentes solos pela Metodologia MCT, além de 9 misturas que utilizam o solo do Campus da UNIJUÍ. Utilizando a Metodologia MCT Expedita - método das pastilhas, foram classificadas 12 solos e 6 misturas utilizadas pelo projeto de pesquisa, em que se misturam o solo argiloso do Campus UNIJUÍ com agregados finos nas proporções em peso de 20, 30 e 40 %.

Os resultados da classificação MCT Original estão apresentados na Fig. 10. As três amostras de solo apresentaram classificação LG' - Argilas Lateríticas, ou Argilas Arenosas Laterítica. Como esperado, o solo do Campus da UNIJUÍ apresentou comportamento muito argiloso, situando-se à direita na carta de classificação.

O solo de Capão do Cipó se apresentou mais arenoso do que o solo de Ajuricaba, devido sua proximidade com o grupo dos Solos Arenosos Lateríticos - LA', onde grande parte das misturas de 20 e 30 % se localizaram. Percebe-se assim que tanto misturas com areia natural, areia industrial ou resíduo de construção civil necessitam de uma substituição de 40% do solo natural do campus para que fiquem dentro do grupo dos Solos Arenosos Lateríticos.

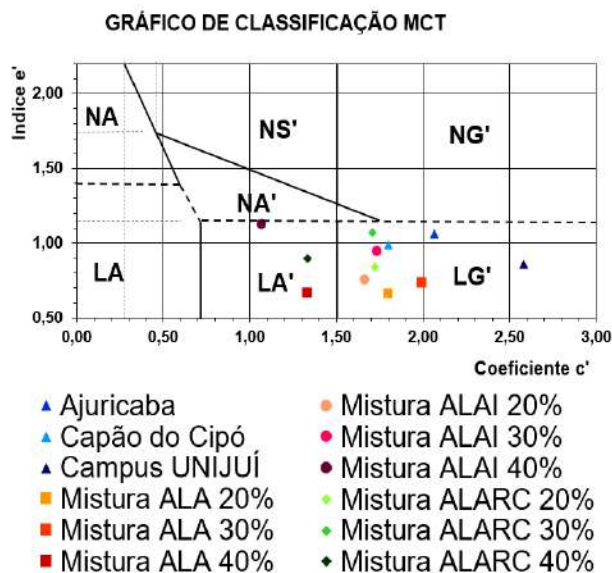


Figura 10. Resultados Classificação MCT Original

A partir dos ensaios de Classificação Expedita, foram encontrados os resultados apresentados na Fig. 11. Pode-se observar dos resultados obtidos que o solo do campus da UNIJUÍ tem comportamento característico de um solo bastante argiloso devido ao seu deslocamento acentuado no eixo das abcissas

do gráfico que apresenta os valores de  $c'$  que reflete a granulometria do solo, conferindo com os resultados de outras pesquisas que apresentam solo com cerca de 90% passante na peneira nº 200, como sendo um solo LG' - argila laterítica.

Dos 5 pontos da BR-377, apenas o ponto 2 se aproximou do limite entre solos lateríticos e não lateríticos, todos os demais apresentaram classificação LG' bem definida - solo argiloso laterítico e argilas lateríticas arenosas. Os solos de Santa Rosa, Palmeira das Missões e Capão do Cipó também foram classificados como LG'.

Apenas o solo de Ajuricaba apresentou comportamento não laterítico pela classificação expedita, ou seja, NG' - Argilas, Argilas Siltosas ou Argilas Arenosas não Lateríticas, porém pela proximidade com a linha divisória entre Lateríticos e Saprolíticos, recomenda-se confirmar pela classificação MCT original através dos ensaios de classificação M5 e M8.

Os solos das cidades de Tupanciretã e Jóia ficaram na zona de transição LA'-LG' - Areia Argilosa Laterítica e Argila Laterítica ou Argila Laterítica Arenosa, fato que se observa tatilmente ao analisar o solo.

As três misturas com Areia Natural (ALA) apresentaram comportamento LG' - Argila Laterítica Arenosa, assim como as misturas com Areia Industrial (ALAI) de 20 e 30%, tendo exceção apenas a mistura ALAI 40% que foi classificada como pertencente a transição NA'/(NG'-NS') - areias siltosas e areias argilosas não lateríticas para argilas arenosas não lateríticas ou siltes arenosas não lateríticas.

Fortes et al. (2002) utilizaram o gráfico apresentado na Fig. 2, porém, solos bastante argilosos apresentam uma elevada contração diametral, e para melhor representar os resultados dos solos argilosos, principalmente do campus da UNIJUÍ, o gráfico foi estendido até o valor de 3mm de contração.



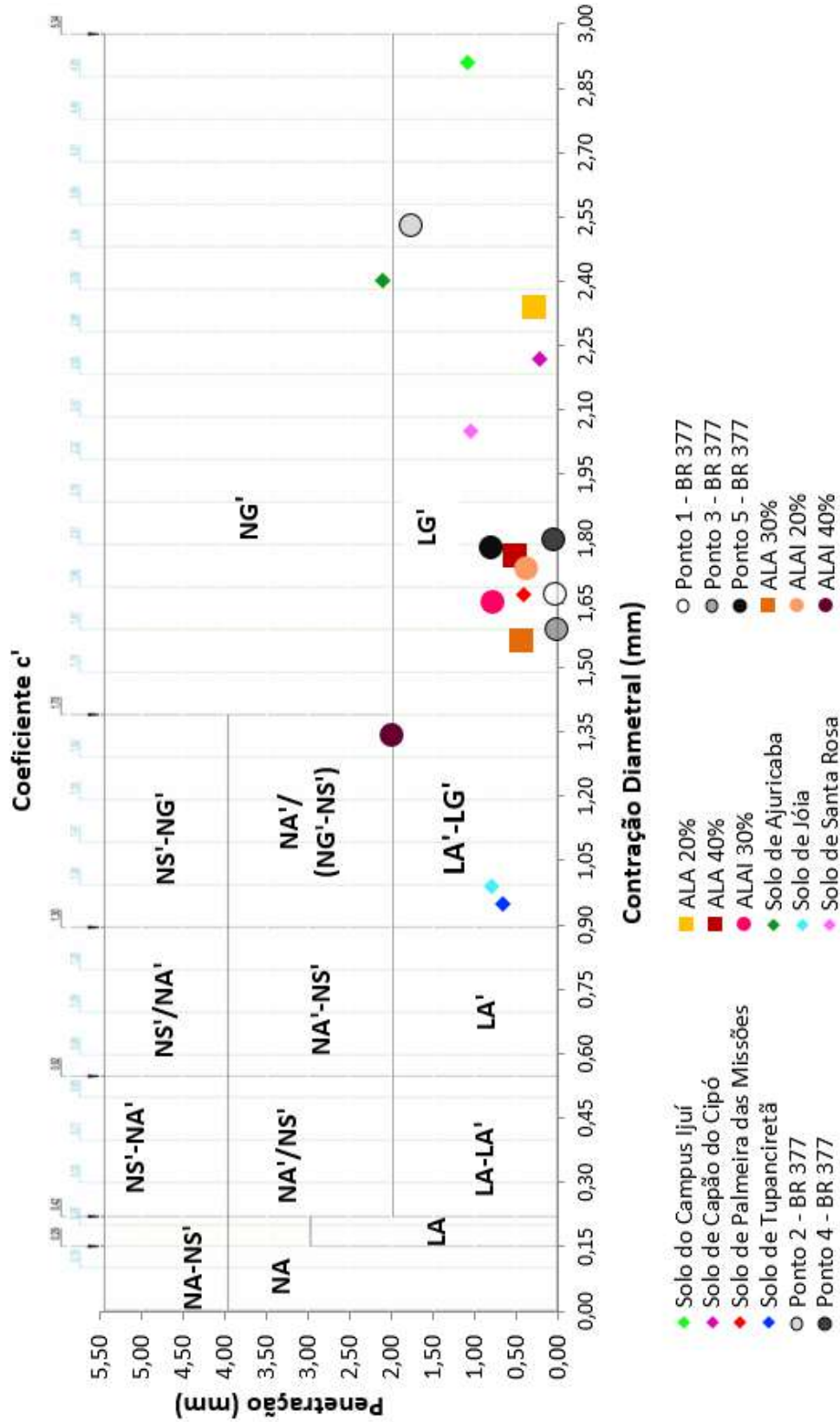


Figura 11. Resultados da Classificação MCT Expedita

Devido à relação do gráfico de classificação pelo método das pastilhas com a classificação MCT original, definida pela existência do coeficiente  $c'$  em ambos os gráficos, foi necessária uma extrapolação numérica, através da qual prolongou-se a faixa de abrangência de  $c'$  de 1,7 – conforme Fig. 2 – para 5,34 no gráfico do método expedito, realizada através de um programa de modelagem matemática. A extrapolação foi realizada de maneira a acompanhar o prolongamento do eixo de contração diametral.

### 3.1 Autorizações/Reconhecimento

Os autores reconhecem a oportunidade de participação no Grupo PET através da concessão das bolsas de iniciação científica pelo MEC/SESu.

#### *Agradecimentos*

Ao laboratorista Luiz Donato, ao Laboratório de Engenharia Civil da UNIJUÍ e aos demais bolsistas e colegas que acompanharam e colaboraram com a evolução da pesquisa.

## 4. REFERÊNCIAS

AMARAL, M. B. **Estudo de misturas de solo argiloso laterítico do noroeste do Rio Grande do Sul e areia industrial para uso em pavimentos econômicos.** 2015. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Departamento de Ciências Exatas e Engenharias, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA. **Geologia de Engenharia.** 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 1998. 587 p.

BERNARDI, C. **Estudo de misturas de solo argiloso laterítico com agregados finos para uso em pavimentos econômicos.** 2013. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Departamento de Ciências Exatas e Engenharias, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, 2013.

BULIGON, L. **Estudo de misturas de solo argiloso laterítico e resíduo de construção civil para uso em pavimentos econômicos.** 2015. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Departamento de Ciências Exatas e Engenharias, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, 2015.

DELLA FLORA, C. S. **Estudo comparativo entre solos arenosos finos lateríticos do Rio Grande do Sul para emprego em pavimentos econômicos.** 2015. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Departamento de Ciências Exatas e Engenharias, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, 2015.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES - DIRETORIA DE PLANEJAMENTO E PESQUISA. (2014) **Rede Rodoviária do PNV: Divisão em trechos 2014.** 298 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES - SISTEMA DE GERÊNCIA DE PAVIMENTOS. (2013) **Relatório dos Levantamentos Funcionais das Rodovias Federais: Rio Grande do Sul 2013.** Brasília; 2013. 32 p.



FORTES, R. M.; MERIGHI, J. V.; ZUPOLLINI NETO, A. (2002) Método das pastilhas para identificação expedita de solos tropicais, **In. Congresso Rodoviário Português**, 2., Lisboa, Portugal.

MT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. (1994) DNER-ME 228/94: **Solos - compactação em equipamento miniatura**, 1. ed. Mato Grosso: DNER/DrDTc, 1994. 14 p.

\_\_\_\_\_. DNER-ME 256/94: **Solos compactados com equipamento miniatura - determinação da perda de massa por imersão**, 1. ed. Mato Grosso: DNER/DrDTc, 1994. 6 p.

NORBACK, C. **Estudo da mistura ideal de solo argiloso laterítico do noroeste do Rio Grande do Sul e areia civil para uso em pavimentos econômicos**. 2015. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Departamento de Ciências Exatas e Engenharias, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, 2015.

VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S. (2009) **Pavimentos Econômicos: tecnologia do uso dos solos finos lateríticos**, São Paulo: Arte & Ciência, 2009. 291 p.

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

Todas as misturas estudadas propostas pelo grupo de pesquisa foram classificadas por esta metodologia inédita em nosso laboratório. Os ensaios referentes à classificação MCT Original, utilizando os ensaios M5 e M8, apresentaram resultados coerentes com os apontados na literatura, especificamente se comparados com ensaios realizados na FURG anteriormente com o solo do Campus de Ijuí da UNIJUÍ, garantindo confiabilidade nos

resultados encontrados. Da mesma maneira, os resultados expeditos foram concordantes com a metodologia MCT original.

Aos cursos de Engenharia Civil da instituição e ao LEC, fica consolidada a sequência executiva dos ensaios da Classificação MCT e MCT expedita, facilitando o acesso de alunos, pesquisadores e empresas a esta ferramenta de qualificação de materiais para uso na pavimentação e obras geotécnicas. Assim, já está formado um banco de dados, que se encontrará em permanente ampliação.

## CAPACIDADE DE CARGA DE SOLOS RESIDUAIS DO NOROESTE DO RIO GRANDE DO SUL

### **Felipe F. Kirschner**

Acadêmico da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul  
kirschnerfelipe@gmail.com

### **Larissa F. Sasso**

Acadêmica da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul  
larisasso08@hotmail.com

### **Alexia C. Wagner**

Acadêmica da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul  
alexia-wagner@hotmail.com

### **Gabriel Immich**

Egresso da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul  
immichgabriel@yahoo.com.br

### **Carlos A. S. P. Wayhs**

Professor/Pesquisador dos cursos de Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ  
carlos.wayhs@unijui.edu.br

### **Cesar A. Ruver**

Pesquisador colaborador dos cursos de Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Rio Grande do Sul - UNIJUÍ  
cesar.ruver@gmail.com

**Resumo.** *O projeto de fundações demanda a estimativa da capacidade de carga e recalque do solo, visando à segurança da obra com dados que representam a realidade. Portanto é necessário compreender os métodos teóricos e semi-empíricos de obtenção das estimativas, por meio da comparação e análise dos modelos de cálculo com os resultados obtidos através da prova de carga direta sobre o terreno. Assim, foram realizados ensaios de placas, de caracterização do solo e de SPT nas cidades de Ijuí, Santa Rosa e Coronel Barros. A partir dos resultados obtidos dos ensaios, foram aplicados dez métodos de obtenção da tensão admissível, aos quais quatro deles tiveram valores próximos com a realidade sendo eles na ordem Ruver (2005) pelo limite superior, Teng (1962), Teixeira e Godoy (1998) e Meyerhof (1965).*

**Palavras-chave:** *Ensaio de Placa, Tensão admissível, Projeto de Fundações.*

## **1. INTRODUÇÃO**

Segundo Caputo (1988) o objetivo da geotecnia é o de determinar, a interação terreno-fundação-estrutura, tendo como intenção prever e adotar medidas que evitem recalques prejudiciais ou a ruptura do terreno, ou seja, busca-se alcançar a maior estabilidade e o menor custo da obra. De acordo com Terzaghi e Peck (1962), após o reconhecimento do solo, o passo mais importante no projeto de uma fundação é a determinação da tensão máxima que pode ser aplicada no solo, sem causar a ocorrência de sua ruptura nem apresentar recalques excessivos.

Deste modo, indiferentemente da abordagem, projetos geotécnicos tem base nos ensaios de campo, pois reproduz uma estimativa realista das propriedades e comportamento dos solos (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012). Nesse sentido o ensaio de placas fornece excelentes resultados demonstrando o comportamento de fundações superficiais através da representação de curvas de tensão-recalques, ensaio regido pela NBR 6489/1984. Russi (2007) argumenta que o ensaio de placas é um ótimo método de obtenção dos dados, pois ele reproduz em escala reduzida o comportamento real da fundação superficial.

Outro ensaio de prática comum em todo mundo, que fornece dados para o dimensionamento é o ensaio SPT por ser um ensaio simples, econômico e prático de exploração de subsolos (RUVÉR, 2005), apesar da obtenção indireta dos valores de tensão admissível por se tratar de um ensaio semi-empírico. Portanto com o avanço tecnológico como aplicações de técnicas, equipamentos, processos de cálculo, é necessário acompanhar essa evolução juntamente com a determinação dos parâmetros de comportamento do solo (RUSSI, 2007).

A Mecânica dos Solos foi originada em países de clima temperado onde ocorre com maior frequência solos sedimentares saturados (COSTA, 1999). Pelo ponto de vista de Ruvér (2005), os solos residuais contêm uma configuração geológica e histórica diferente dos solos sedimentares. Neste sentido vêm ocorrendo muitas preocupações e dúvidas sobre a real validade dos parâmetros obtidos por estas metodologias quando aplicadas a outros tipos de solos. Devido à discrepância dos solos devidos sua formação, independentemente do estado em que este se encontra e sua composição granulométrica, pois são constituídos por uma composição

bastante variada ao invés de apresentar-se em camadas de areia ou argila.

Destas inquietações surgiu o interesse no tema, e da parceria de outro projeto do orientador Mestre Carlos Wayhs com o Doutor Cesar Alberto Ruvér, ex-professor da FURG e UFRGS, decidiu-se criar em final de maio de 2014, o projeto de pesquisa institucional denominado de “Estudo da Capacidade de Carga e Recalque de Solos Residuais do Noroeste do Rio Grande de Sul”, vinculado ao Grupo de Pesquisa em Novos Materiais e Tecnologias para a Construção, grupo este certificado no DGP (Diretório dos Grupos de Pesquisas no Brasil) do CNPQ. Como passo seguinte para consolidação desta empreitada, foram adquiridos no segundo semestre de 2014 os equipamentos necessários para a execução de ensaios de placa pela UNIJUÍ (Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul). Assim a pesquisa procura estudar o comportamento dos solos residuais no Noroeste Gaúcho, quanto aos métodos empregados na obtenção da estimativa de tensão admissível, comparando-se os valores de campo com os obtidos através de metodologias de cálculo. Assim já foram executados sete ensaios de placa nas cidades de Coronel Barros, Ijuí e Santa Rosa, com um conjunto de placas de 48 cm e 80 cm de diâmetro, e ensaios de sondagem de simples reconhecimento com SPT, para possibilitar as análises.

Desta forma, espera-se proporcionar aos engenheiros de fundações maior conhecimento e conseqüentemente segurança para o desenvolvimento de projetos de infraestrutura para solos semelhantes aos estudados.

## **2. TENSÃO ADMISSÍVEL**

De acordo com Caputo (1988) a tensão admissível de um solo, é a pressão que aplicada ao solo causa a sua ruptura, ou provoque recalques excessivos. A capacidade

de carga de uma sapata se dá pela força máxima aplicada na sapata, dividida pela área de sua base que transmite a carga ao solo, antes de sua ruptura. Isto é, no dimensionamento da fundação, o valor da tensão admissível influencia diretamente nas dimensões do elemento estrutural, logo é de primordial importância que o valor desta tensão seja a mais próxima da realidade, visando a segurança e economia do projeto.

A NBR 6122/2010 (ABNT, 2010), define tensão admissível como valor máximo de tensão aplicada ao terreno que atenda as limitações de recalque ou deformação da estrutura. Além de determinar que seu valor deve ser fixado a partir de métodos teóricos que utilizem métodos analíticos que validem sua aplicação; semi-empíricos que relacionam valores de ensaios como SPT, CPT, etc. com a tensão resistente de projeto; e a prova de carga sobre placa que considerando efeito de escala e as camadas influenciadas de solo. Esta última é a melhor maneira de determinar, porém possui um alto custo econômico que inviabiliza a realização do ensaio de forma considerável conforme Décourt e Quaresma Filho (1998).

## 2.1 ENSAIO DE PLACAS

O ensaio de placas que é uma prova de carga sobre placa, consiste na reprodução do modelo reduzido de uma sapata, ao qual aplica-se carregamento, possibilitando a obtenção dos parâmetros de deformação do solo conforme a variação da intensidade da carga (HACHICH et al., 1998). O ensaio é normatizado pela NBR 6489 intitulada “Prova de carga direta sobre terreno de fundação” (ABNT, 1984).

Segundo Alonso (2012), pode-se obter a tensão admissível do solo, a partir da aplicação de cargas através de um macaco hidráulico sobre a placa, medindo-se o valor de pressão aplicada e o recalque através dos

deflectômetros, de maneira e traçar uma curva pressão x recalque. Cintra, Aoki e Albiero (2003) afirma que este ensaio deve ser usado em solos que tenham uniformidade em profundidade, já que o bulbo de tensões da sapata é geralmente maior que o da placa.

Para a realização do ensaio utilizou-se um conjunto de placas circulares de aço maciço, uma de 48 cm e outra de 80 cm de diâmetro. O carregamento da placa é realizado por um macaco hidráulico acionada por uma bomba hidráulica centralizada sobre a placa que reage contra um sistema de reação transmitindo os esforços para o solo imediatamente abaixo. Para leitura dos recalques são utilizados três relógios comparadores apoiados nas placas com sensibilidade de 0,01 mm, que medem as deflexões ocorridas com a aplicação de carga, dispostos sobre a placa com afastamento entre si de 120° e fixados em uma régua retangular de referência.

Conforme ilustra-se na Figura 1, no quadrante (A) estão dispostos os equipamentos utilizados, para a realização do ensaio. No quadrante (B) indica o ensaio montado sobre o sistema de reação e no quadrante (C) o detalhamento do equipamento montado após finalizado o ensaio com o rompimento do solo. Por último, no quadrante (D) demonstra o tipo de ruptura por punção ocorrido no ensaio, modo este que se repetiu em todos os locais ensaiados.



Figura 1. Ensaio de prova de carga sobre placa

A finalização do ensaio é dada quando o recalque atinge a 25 mm, ou ao ocorrer o rompimento do solo. Ressalta-se que nos ensaios com a placa de 80 cm o sistema de reação utilizando uma escavadeira hidráulica foi insuficiente para atingir o rompimento do solo ou recalque limite, devido a limitação de peso e a descentralização do centro gravidade necessário para o posicionamento da placa e macaco hidráulico abaixo da retroescavadeira.

Para a determinação da tensão admissível, a partir dos resultados dos ensaios de placa utilizou-se a média entre dois critérios de estimativa reconhecidamente consagrados, o de Alonso (2012) e o de Cudmani (1994). O método de Alonso adota a menor tensão dentre três valores: o valor da tensão da ruptura dividida pelo fator de segurança, o valor da tensão correspondente ao recalque de 25 mm dividido pelo fator de segurança, e o valor da tensão correspondente ao recalque de 10 mm. Já o critério de Cudmani determina a tensão admissível como sendo a tensão que corresponde ao recalque equivalente à do diâmetro da placa em milímetros dividido por 30, dividido pelo fator de segurança. De acordo com a NBR 6122/2010 o valor do fator de segurança para o ensaio de placa deve ser igual a dois (ABNT, 2010).

Foram realizados sete ensaios de placas na região noroeste do Rio Grande do Sul nas cidades de Ijuí (em dois locais distintos, um no campus da UNIJUÍ e outro no Loteamento Costa do Sol), Coronel Barros, e Santa Rosa. Locais elegidos devido à facilidade de disposição de sistemas de reação, habitualmente utilizando uma retroescavadeira com massa próxima a 22 toneladas, e a existência de sondagem SPT do local. O local no campus Ijuí da UNIJUÍ foi escolhido pela grande quantidade de estudos e resultados de ensaios do solo já realizados em outro projeto de pesquisa.

A partir da realização dos ensaios obteve-se a curva carga-recalque para cada local,

sendo utilizado os dados referente à placa de 48 cm demonstrados no gráfico da Fig. 1, devido ao sistema de reação ser limitado não possibilitando a ruptura do ensaio com a placa de 80 cm.

Pode se observar que todos solos romperam por puncionamento, rompimento através do movimento vertical que comprime o solo abaixo provocando cisalhamento vertical em torno do perímetro, sem levantar as laterais.

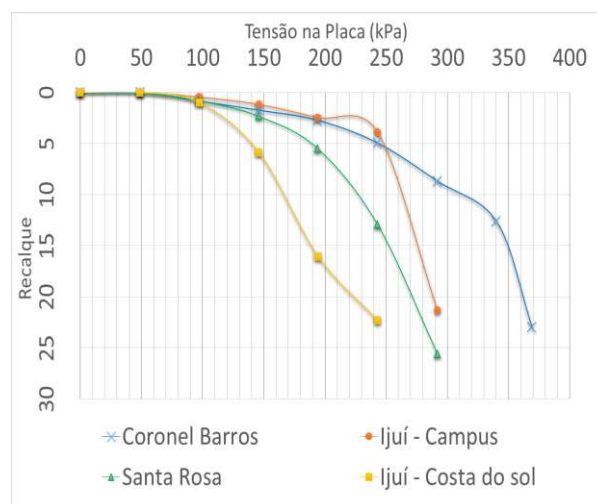


Figura 1- Tensão x Recalque placa 48 cm

Aplicando os métodos de Alonso e Cudmani, se adotou como tensão admissível real do solo a média dos valores de tensão admissível entre os dois critérios. A Tabela 1 a seguir apresenta a síntese dos resultados das diversas tensões admissíveis de cada ensaio de placas em todas as regiões.

Tabela 1. Tensões admissíveis

Locais	Ensaio de placas - Tensão admissível (kPa)						
	$\sigma_{Rup}$	$\sigma_{25mm}$	$\sigma_{10mm}$	$\sigma_{16mm}$	$\sigma_{adm}$ Alonso	$\sigma_{adm}$ Cudmani	$\sigma_{adm}$ Real
Ijuí - Campus	292	-	263	278	146	139	142,5
Ijuí - Costa do Sol	243	-	166	194	121,5	97	109,25
Corronel Barros	369	-	312,7	352	184,5	176	180,25
Santa Rosa	-	289	227	256	144,5	128	136,25

A partir dos dados de tensão admissível real permitiu uma análise quanto a eficiência de vários modelos de cálculos empregados hoje na engenharia de fundações.

## 2.2 ENSAIO DE SPT

O ensaio SPT (*standard penetration test* – ensaio de penetração padrão) é um dos métodos de investigação do subsolo mais usados atualmente, pois é um ensaio simples, prático e também de baixo custo que fornece informações sobre características do subsolo (RUVÉR, 2005). Esse ensaio é normatizado pela NBR 6484 (ABNT, 2001), resumindo-se em penetrar no solo 45 cm a cada metro um amostrador através dos golpes aplicados pela queda livre de um martelo sobre a haste, onde o índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ) é determinado pelo número de golpes dos últimos 30 cm da penetração do amostrador padrão. Tal ensaio é importante para determinação das propriedades físicas e mecânicas do solo, investigando a resistência do perfil do solo a cada metro além da retirada de amostras deformadas do solo para análise.

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), os resultados do SPT sofrem divergências pela energia do golpe do martelo e na composição de haste, pelas variações causadas por divergentes técnicas de perfuração, bem como equipamentos e procedimentos de ensaios diferenciados, além das condições de solo que variam em cada país. Devido a essas perspectivas Ruvér e Consoli (2006) utilizam a média aritmética dos valores  $N_{SPT}$  na profundidade de duas vezes a menor dimensão da base da fundação, corrigindo-se a diferença de energia pela multiplicação de um fator de 1,2, resultado da razão entre as energias do SPT comuns brasileira (72 %) pela americana (60 %).

Para relacionar o ensaio SPT com o ensaio de placa, o  $N_{SPT}$  adotado foi referente à profundidade de duas vezes a sua menor

dimensão, sendo adotado para a placa de 48 cm de diâmetro uma profundidade de 96 cm.

Os valores de  $N_{SPT}$  foram retirados dos relatórios de SPT cedidos pelas empresas de sondagem que realizaram o ensaio nos locais, próximas em média de 6 m dos ensaios de placa. Para a aplicação nas metodologias de cálculos semi-empíricas, os valores de  $N_{SPT}$  adotados respectivamente em número de golpes na cidade de Ijuí para a região do campus foi 7, para a região do loteamento Costa do Sol foi 8, na cidade de Coronel Barros 9 e finalmente para Santa Rosa 8.

Para a obtenção das estimativas de tensão admissível utilizou-se os métodos apresentados no item a seguir.

## 3. MÉTODOS DE ESTIMATIVA DA TENSÃO ADMISSÍVEL

Para a definição da capacidade de carga, consideraram-se os seguintes modelos de cálculo teóricos e semi-empíricos: Terzagui, Ruvér (limite superior, inferior e médio), Teixeira e Godoy, Mello, Bowles, Meyerhof, Teng, Parry, Peck, Burland e Burbidge, relatados em sequência. Não serão discriminadas neste artigo o significado das variáveis das fórmulas por questões de limite de espaço, porém poderão ser obtidas em Immich (2016).

### 3.1. Terzagui

Na teoria de Terzaghi, a capacidade de carga é a resistência oferecida ao deslocamento pelas zonas de cisalhamento radial e linear, sendo na sua fórmula considerado três efeitos: coesão, atrito e sobrecarga. Para cada uma das situações é determinado fatores de capacidade de carga ( $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$ ) determinados por diversas metodologias [Terzaghi (1943), Meyerhof (1963), Hensen (1970), Vesic (1973), Eurocode7 (1996), IS Code (1981)].



Utilizam-se também fatores de forma da fundação ( $S_c$ ,  $S_q$  e  $S_\gamma$ ).

Baseando-se nesses critérios a Eq. (1) é utilizada para determinação da tensão admissível. No caso de solos onde ocorre ruptura por puncionamento, utiliza-se a mesma equação de ruptura geral, porém reduz-se empiricamente os parâmetros de resistência do solo, conforme Eq. (2) e Eq. (3)

$$\sigma_r = cN_cS_c + qN_qS_q + \frac{1}{2}\gamma BN\gamma S_\gamma \quad (1)$$

$$c' = \frac{2}{3}c \quad (2)$$

$$tg\phi' = \frac{2}{3}tg\phi \quad (3)$$

### 3.2. Ruver

O método semi-empírico de Ruver foi criado a partir da realização de vários ensaios de sondagem (SPT) e ensaios de placas. A partir desses dados efetuaram-se os ajustes através do método dos mínimos quadrados, efetuando-se um ajuste linear descrito na Eq. (4).

$$\sigma_{adm} = 9,54 \cdot N_{SPT,60} \quad (4)$$

Variando a tensão admissível em um intervalo de confiança de 99,8%, gerando um limite superior e inferior conforme Eq. (5) e Eq. (6) respectivamente.

$$\sigma_{adm} = 9,54 \cdot N_{SPT,60} + 6,41 \sqrt{N_{SPT,60}^2 - 20,3 \cdot N_{SPT,60} + 167,3} \quad (5)$$

$$\sigma_{adm} = 9,54 \cdot N_{SPT,60} - 6,41 \sqrt{N_{SPT,60}^2 - 20,3 \cdot N_{SPT,60} + 167,3} \quad (6)$$

### 3.3. Teixeira e Godoy

O método de Teixeira e Godoy compara provas de carga com a resistência média a

penetração do ensaio SPT, a partir da Eq. (7) porém esta é somente válida para valores de N entre 5 e 20.

$$\sigma_{adm} = 0,02N \quad (7)$$

### 3.4. Mello

No método de Mello (1967), conforme mostrado por Ruver (2005) a tensão admissível é determinada pela Eq. (8) que pode ser aplicada para qualquer tipo de solo, utilizando-se o resultado do ensaio SPT, considerando o valor mínimo de NSPT 4 e máximo de 16.

$$\sigma_{adm} = 20N_{SPT} + q \quad (\text{kN/m}^2) \quad (8)$$

### 3.5. Bowles

O método de Bowles (1997) é uma adaptação da equação de Meyerhof (1956, 1974), o qual considera o acúmulo de observações de campo e opinião de autores e outros, ajustando a equação de Meyerhof para um incremento de aproximadamente 50% na capacidade de carga. Dada pela Eq. (9) e Eq. (10).

$$\sigma_{adm} = (N_{55}/F_1) \cdot K_d \quad B \leq F_4 \quad (9)$$

$$\sigma_{adm} = (N_{55}/F_2) \cdot \left(\frac{B + F_3}{B}\right)^2 \cdot K_d \quad B > F_4 \quad (10)$$

### 3.6. Meyerhof

Meyerhof (1956) sugeriu que a determinação da tensão admissível de fundações superficiais poderia ser estimada a partir de ensaios de penetração, assumindo 3 como fator de segurança, a capacidade de carga pode ser definida pela Eq. (11).

$$\sigma_{adm} = N \cdot B \cdot \frac{1 + \frac{D}{B}}{30} \quad (11)$$

Continuando os estudos, Meyerhof (1965), observou que para uma profundidade que se aproxima da largura B, um aumento da capacidade de cerca de um terço as vezes é criado, gerando outra equação mais eficaz demonstradas abaixo na Eq. (12) e Eq. (13).

$$\sigma_{adm} = \frac{N \cdot S_a}{8} \quad B \leq 4\text{pés} \quad (12)$$

$$\sigma_{adm} = \left(N \cdot \frac{S_a}{12}\right) \cdot \left(\frac{B+1}{B}\right)^2 \quad B > 4\text{pés} \quad (13)$$

### 3.7. Teng

Já no Método de Teng (1962), coloca-se a tensão admissível empírica de Terzaghi e Peck (1948) em forma da Eq. (14), a partir do resultado do SPT, dimensão da base da fundação e também um fator de redução dado pelo nível do lençol freático.

$$\sigma_{adm} = 720 \cdot (N - 3) \cdot \left[\frac{B+1}{2 \cdot B}\right]^2 \cdot R'_w \quad (14)$$

### 3.8. Parry

O método de Parry (1977) determina a capacidade de solos para sapatas quando sua profundidade da sapata for menor que sua base, a partir do N<sub>spt</sub> sendo dada pela Eq. (15).

$$q_{ult} = 30 \cdot N_m \quad (15)$$

### 3.9. Peck

No método de Peck (1974) a tensão admissível de uma sapata é encontrada através do ensaio de SPT, correspondendo ao valor corrigido do N<sub>SPT</sub> a partir de fatores de sobrecarga e energia. São obtidos pela Eq. (16), onde N<sub>1(60)</sub> e C<sub>n</sub> são calculados pelas Eq. (17) e (18).

$$q_a = 10,6 \cdot N_{1(60)} \quad (16)$$

$$N_{1(60)} = C_n \cdot N_{60} \quad (17)$$

$$C_n = \left(\frac{P_a}{\sigma'}\right)^{0,5} \quad (18)$$

### 3.10. Burland e Burbidge

No método de Burland e Burbidge (1985) a tensão admissível para um recalque de 25mm é dada pela Eq. (19) que utiliza o valor do NSPT com energia de 60%, coeficiente de valor = 2,23 e pela dimensão da base da fundação.

$$q_a = 2540 \cdot \frac{N_{60}^{1,4}}{10^F \cdot B^{0,75}} \quad (19)$$

A partir das metodologias de calculo abordadas acima, por meio dos dados obtidos em campo calculou-se a tensão admissível para cada método conforme demonstrados no item a seguir.

## 4. RESULTADOS

A partir das diferentes metodologias teóricas e semi-empíricas até aqui descritas, esse item apresenta os resultados obtidos para estimativa da capacidade de carga para os solos das diferentes cidades.

A NBR 6122 (ABNT, 2010) permite no item 7.3.2 a utilização de métodos teóricos de cálculo para determinação da capacidade de carga. Desta forma apresentam-se na Tabela 2 os valores de tensão admissível obtidas do método teórico da equação da Teoria de Terzaghi utilizando seis diferentes fatores de capacidade de carga e de forma propostos pelos diversos autores citados no item 3.1 deste artigo.

Tabela 2. Tensões admissíveis por Terzaghi

Métodos de Terzaghi com diferentes fatores	Tensão Admissível (kPa)			
	Coronel Barros	Ijuí - Campus	Santa Rosa	Ijuí - Costa do Sol
*ENSAIO DE PLACA	180,25	142,50	136,25	121,46
Terzaghi	252,96	204,48	243,34	243,34
Meyerhof	233,86	187,44	223,76	223,76
Hensen	235,45	188,70	225,42	225,42
Vesic	237,41	190,44	227,26	227,26
Eurocode7	232,60	186,91	222,90	222,90
IS Code	200,07	162,54	192,68	192,67

Para melhor percepção dos dados avaliou-se percentualmente a variação da tensão admissível obtida dos cálculos teóricos em relação a do ensaio de placa e os resultados estão indicados na Tabela 3 e Fig. 2. Percebe-se em todos os casos que a tensão admissível foi superestimada. O método teórico que mais aproximou-se do valor real foi o obtido com fatores de correção do IS Code com variação em média 25%.

Tabela 3. Variação % da tensão Terzaghi

Métodos Teórico de Estimativa	Tensão adm Real / Estimativa de Tensão adm				
	Coronel Barros	Ijuí - Campus	Santa Rosa	Ijuí - Costa do Sol	Varição Média
ENSAIO DE PLACA	0%	0%	0%	0%	0%
Terzaghi	40%	44%	79%	71%	59%
Meyerhof	30%	32%	64%	57%	46%
Hensen	31%	32%	65%	58%	47%
Vesic	32%	34%	67%	59%	48%
Eurocode7	29%	31%	64%	56%	45%
IS Code	11%	14%	41%	35%	25%

Outra forma de estimativa que a NBR 6122 (ABNT, 2010) prevê em seu item 7.3.3 é a utilização de abordagens semi-empíricas com base em resultados de ensaios de campo. Para tanto empregaram-se metodologias que utilizam valores obtidos do SPT, tratando-se de um ensaio de campo.

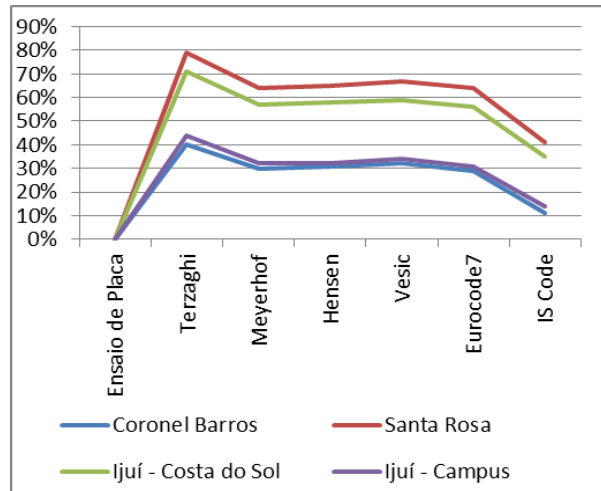


Figura 2: Variação % da tensão Terzaghi

Os valores de  $N_{SPT}$  foram corrigidos pelo fator 1,2 conforme mencionado no item 2.2. Os cálculos basearam-se em uma sapata circular de 48 cm de diâmetro apoiada na cota de zero metros, ou seja, sem embutimento e podem ser visualizados na Tabela 4.

As variações dos resultados das tensões admissíveis das metodologias semi-empíricas em relação a tensão do ensaio de placa estão apresentadas na Tabela 5 e Fig. 3. Percebe-se que os valores são bastante distintos, com extremos de 407% a -81% da tensão admissível.

Tabela 4. Tensões admissíveis semi-empíricas

Métodos Semi-Empíricos de Estimativa	Tensão Admissível (kPa)			
	Coronel Barros	Ijuí - Campus	Santa Rosa	Ijuí - Costa do Sol
*ENSAIO DE PLACA	180,25	142,50	136,25	121,46
Meyerhof (1956)	60,80	47,29	54,05	54,05
Meyerhof (1965)	144,79	112,61	128,70	128,70
Bowles	235,64	183,27	209,45	209,45
Parry	108,00	84,00	96,00	96,00
Teng	179,70	124,41	152,06	152,06
Burland e Burbidge	725,60	510,38	615,29	615,29
Peck	114,48	89,04	101,76	101,76
Ruver Médio	103,03	80,14	91,58	91,58
Ruver Superior	154,59	132,74	143,10	143,10
Ruver Inferior	51,47	27,53	40,07	40,07
Teixeira e Godoy	180,00	140,00	160,00	160,00
Mello	200,00	164,58	182,84	182,84

Tabela 5. Variação % tensões semi-empíricas

Métodos Semi-Empíricos de Estimativa	Tensão adm Real / Estimativa de Tensão adm				Variação Média
	Coronel Barros	Ijuí - Campus	Santa Rosa	Ijuí - Costa do Sol	
ENSAIO DE PLACA	0%	0%	0%	0%	0%
Meyehof (1956)	-66%	-56%	-67%	-60%	62%
Meyehof (1965)	-20%	6%	-21%	-6%	13%
Teng	0%	25%	-13%	12%	12%
Bowles	31%	72%	29%	54%	46%
Parry	-40%	-21%	-41%	-30%	33%
Burland and Burbidge	303%	407%	258%	352%	330%
Peck	-36%	-16%	-38%	-25%	29%
Ruver Médio	-43%	-25%	-44%	-33%	36%
Ruver superior	-14%	18%	-7%	5%	11%
Ruver inferior	-71%	-67%	-81%	-71%	72%
Teixeira e godoy	0%	32%	-2%	17%	13%
Mello	11%	51%	15%	34%	28%

Através das Fig. 2 e 3 pode-se visualizar que em nenhum dos casos as linhas se sobrepuseram, permanecendo um padrão no comportamento deslocando paralelamente na vertical, indicando que transita próximo a estas proporções indiferentemente do local do solo.

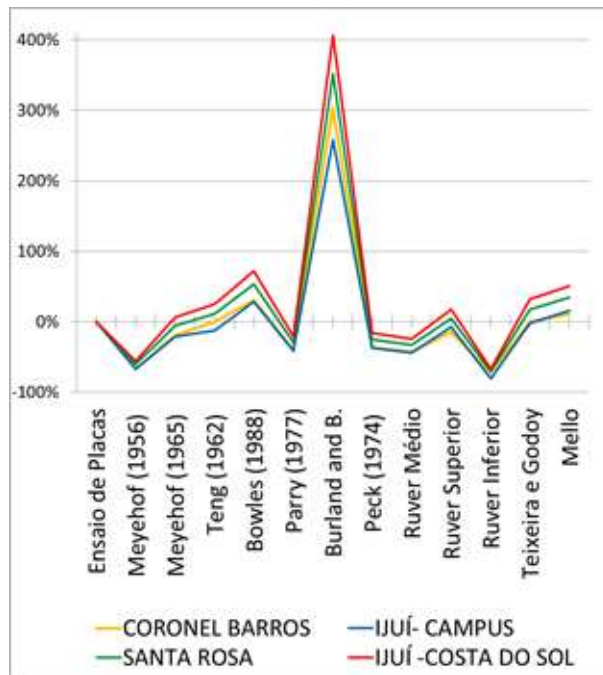


Figura 3. Variação tensões semi-empíricas

Nos métodos de obtenção semi-empíricos, o método que mais se aproximou a tensão admissível real foi o de Ruver pelo limite superior que circundou o valor do ensaio de placa minorando e majorando seu valor com uma variação média de 11%.

Outros métodos que se aproximaram da carga admissível dos solos tendo variação média respectivamente foram o de Teng com 12 % e o de Teixeira e Godoy e de Meyerhof ambos com 13 %. Estes métodos obtiveram valores próximos ao ensaio de placas porem se distinguem do método de Ruver por aproximarem excelentemente de certos solos e se distanciarem de outros variando conforme o local.

Outra abordagem realizada buscou uma correlação entre tensão admissível real e os valores de  $N_{SPT}$ . Para isso, realizou-se a divisão da tensão real admissível pelo valor de  $N_{SPT}$  com energia de 60 %, obtendo-se assim um valor de tensão por unidade de  $N_{SPT}$ . Os valores são apresentados na Tabela 6.

Tabela 6. Relação Tensão por valor  $N_{spt}$

Locais	kPa/ $N_{spt}$
Coronel Barros	16,6898
Ijuí - Campus	16,9643
Santa Rosa	14,1927
Ijuí - Costa do Sol	12,6521

Pelos resultados obtidos, demonstra-se uma possível semelhança de valores de Coronel Barros e Ijuí. O resultado da relação para o solo de Santa Rosa apresentou 2 kPa a menos por valor de  $N_{SPT}$  que os solos anteriores. O solo de Ijuí referente ao Costa do Sol obteve valor menor ainda, porém como demonstrado nas outras metodologias esse solo foi o que obteve uma maior diferença entre as determinações teóricas e semi-empíricas e o seu real valor.

#### 4.1 Autorizações/Reconhecimento

Os autores são responsáveis por garantir o direito de publicar todo o conteúdo de seu trabalho. E reconhecem ao MEC/SESu pela oportunidade de participação na pesquisa como bolsistas PET.

#### *Agradecimentos*

Agradecemos à Camillo Construções e Terraplanagens Ltda. e à Prefeitura de Santa Rosa por cederem as escavadeiras hidráulicas utilizadas nos ensaios. Agradecemos ao LEC (Laboratório de Engenharia Civil) da UNIJUÍ pelo empréstimo de equipamentos para os ensaios. Às empresas FUNDERS e Minerag pela execução das sondagens SPT e a disponibilização dos respectivos relatórios.

#### 5 REFERÊNCIAS

ALONSO, U. R. **Exercícios de fundações**. 2 ed. São Paulo: Blucher, 2012. P. 204

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: **Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2010. P.91

\_\_\_\_\_. NBR 6484: **Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos**. Rio de Janeiro, 2001. P.17

\_\_\_\_\_. NBR 6489: **Prova de carga direta sobre terreno de fundação**. Rio de Janeiro, 1984. 2 p.

BOWLES, J. E. **Foundation Analysis and Design**. 5. Ed. Singapura: McGraw-Hill Book Co, 1997. P. 1175

BURLAND, J.B. AND BURBIDGE, M.C. **Settlement of foundations on sand and gravel**. *Proceedings of the Institute of Civil Engineers*, Part 1, Vol. 78, 1985. P. 1325-1381.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações - Fundamentos**. 6. Ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1988. P. 234

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Tensão Admissível em Fundações Diretas**. São Carlos: RiMa, 2003. P. 135.

COSTA, Y.D.J. **Estudo do comportamento de solo não saturado através de provas de carga em placa**. Dissertação de Mestrado, EESC/USP, São Carlos, 1999. P. 131.

CUDMANI, R. O. **Estudo do comportamento de sapatas assentes em solos residuais parcialmente saturados através de ensaios de placa**. Dissertação de Mestrado, Pós-graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 1994. P. 150.

QUARESMA, Arthur Rodrigues; QUARESMA FILHO, Arthur Rodrigues; DÉCORT, Luciano. **Investigações Geotécnicas**. In: HACHICH, Waldemar (Org). et al. **Fundações: teoria e prática**. 2. Ed. São Paulo: Pini, 1998. 754 p.

HACHICH, Waldemar et al. **Fundações: teoria e prática**. 2 ed. São Paulo. Pini, 1998. 754 p.

IMMICH, G. **Estudo da capacidade de carga e recalque de solos residuais do noroeste do Rio Grande do Sul**. 2016. Dissertação (Graduação em Engenharia Civil – Departamento de Ciências Exatas e Engenharias): Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí RS, 2016.

MEYERHOF, G.G. **Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils**. *Journal of the Soil Mechanics Division*, ASCE, Vol. 82, SM1, 1956 P. 1-12.

MEYERHOF, G.G. **Shallow foundations.** *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. 91. No. SM2, 1965. P. 21-31.

MEYERHOF, G.G. **General report: state-of-the-Art of penetration testing in countries outside Europe.** *Proceedings of the 1st European Symposium on Penetration Testing*, Vol. 2.1, 1974 P. 40-48.

PARRY, R.H.G. **Estimating bearing capacity in sand from SPT values.** *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 103, No. GT9, 1977. P. 1112-1116.

PECK, R.B.; HANSON, W.E.; THOMBUM, T.H. **Foundation Engineering.** John Wiley & Sons, N.Y, 1974.

RUSSI, D. **Estudo do comportamento de solos traves de ensaios de placa de diferentes diâmetros.** 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2007. F.149

RUVER, C. A. **Determinação do comportamento carga-recalque de sapatas em solos residuais a partir de Ensaios SPT.** Porto Alegre: Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, 2005, F.179

RUVER, C. A.; CONSOLI, N. C. **Tensão admissível de fundações superficiais assentes em solos residuais determinada a partir de ensaios SPT.** In. GEOSUL. 2006, [S.l.]. *Anais...*, 2006.

SCHNAID, F; ODEBRECHT, E. **Ensaios de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações.** 2. Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012. P. 223

TENG, W.C., 1962. **Foundation Design,** Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.Y.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Mecânica dos Solos na Prática da Engenharia.** Tradução Antônio José da Costa Nunes e Maria de Lourdes Campos Campelo. Rio de Janeiro: Ao Livro Técnico S.A., 1962. P. 501.

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

Perante as diversas metodologias, vários solos residuais do noroeste do Rio Grande do Sul foram estudados objetivando validar os parâmetros de estimativa de carga-recalque através da comparação com os resultados da tensão admissível obtida a partir dos ensaios de placas que simula a fundação superficial em escala reduzida.

Os resultados de tensão admissível obtidos pelo ensaio de placas alcançaram valores próximos aos valores encontrados pelos métodos semi-empíricos que utilizam o valor de  $N_{SPT}$  nos seguintes métodos, Ruver (2005) pelo limite superior, Teng (1962), Teixeira e Godoy (1998) e Meyerhof (1965). Ao mesmo tempo que também foram encontrados valores distantes em relação aos métodos de Burland e Burbidge, Ruver (2005) pelo limite inferior, Meyerhof (1956) e Bowles.

Já para o método de Terzaghi, ao retirar os parâmetros do solo de tabelas e tendo como base o resultado do  $N_{SPT}$ , os coeficientes de carga e forma do IS CODE alcançaram os melhores resultados, enquanto ao usar valores de coeficientes baseados no ensaio de cisalhamento direto, os coeficientes de Hensen e do Eurocode7 obtiveram os melhores resultados.

Quanto a relação entre o valor  $N_{SPT}$  com a tensão admissível do ensaio de placas, mostra-se um possível valor entre 12 a 17 para a correlação.



Podemos então através dos resultados, observar uma tendência para os solos residuais conforme descrito anteriormente neste item, comprovando as preocupações com os parâmetros de obtenção, uma vez que os valores de obtenção originados em outros países de climas temperado distanciam da prova de carga em placa. Representando os solos residuais do Noroeste do estado do Rio Grande do Sul com maior acurácia utilizando o método de Ruvier pelo limite superior.

## AUMENTO NO GANHO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES ATRAVÉS DA ADIÇÃO DE CLORETO DE SÓDIO NA MISTURA PÓ-DE- PEDRA BASÁLTICO MOÍDO E CAL HIDRATADA

**Verlei Oliveira dos Santos**

Mestrando, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil  
[verleioliveira@gmail.com](mailto:verleioliveira@gmail.com)

**Lennon Ferreira Tomasi**

Mestrando, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil  
[lennontomasi@hotmail.com](mailto:lennontomasi@hotmail.com)

**Nilo Cesar Consoli, Ph.D.**

Professor Titular, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil  
[consoli@ufrgs.br](mailto:consoli@ufrgs.br)

**Resumo.** *Este trabalho de investigação laboratorial apresenta os resultados de ensaios de Resistência à Compressão Simples (RCS), realizados em amostras com 5cm de diâmetro e 10cm de altura, curadas durante 7 e 28 dias em ambiente com temperatura controlada em 23°C. A mistura é composta de Pó-de-Pedra Basáltico, moído durante 6 horas no moinho de bolas, e estabilizada com a adição de Cal Hidratada em teores de 9%, 11%, 13% e 15%. Também, foi analisada a influência da adição de Cloreto de Sódio, em teor de 1,5% em relação aos materiais secos, visando o aumento no ganho de RCS aos 7 e 28 dias. Os resultados indicam que o pó-de-pedra basáltico trata-se de uma pozolana natural que, quando estabilizado com cal e sob adição de 1,5% de NaCl, apresentou excelentes resultados de RCS (com ganhos chegando a superar 800% em relação à mistura sem adição de NaCl). Nas misturas sem adição de NaCl, o teor de cal hidratada tende controlar potencialmente, aos 7 e 28 dias, o ganho de Resistência à Compressão Simples.*

**Palavras-chave:** *Mistura Pó-de-Pedra Basáltico e Cal Hidratada. Adição de Cloreto de Sódio. Resistência à Compressão Simples.*

### 1. INTRODUÇÃO

A importância da reciclagem e do descarte adequado de resíduos é um tema frequente de vários estudos em diferentes áreas da engenharia civil (Fonseca et al., 2014). Neste contexto, no processo de operação de pedreiras, existe uma grande necessidade de se desenvolver novas alternativas para a destinação do pó-de-pedra, de modo que sua utilização, a partir da comprovada viabilidade técnica, possa tornar-se significativa. O pó-de-pedra é um subproduto que não têm uma destinação bem definida, sendo considerado um rejeito da exploração de pedreira que não possui um alto valor comercial de mercado. Normalmente, fica estocado nos pátios das pedreiras formando enormes pilhas que podem causar

problemas ambientais (Menossi, 2004) ou até mesmo, atrapalhar a operação.

Na literatura, é relatada uma vasta quantidade de pesquisas envolvendo misturas contendo materiais subprodutos como o pó-de-pedra. Alguns desses estudos mostraram a viabilidade técnica da utilização de misturas de materiais com granulometria fina (por exemplo, solo ou pó-de-pedra) junto com outros de granulometria mais grossa (por exemplo, o RAP - Reciclado de Pavimento Asfáltico) estabilizadas com agentes cimentantes (Cal ou Cimento), visando à aplicação em bases ou sub-bases de pavimentos [ver: Mohammadinia et al. (2016), Khay et al. (2014), e Pasche (2016)]. Pasche (2016), por exemplo, estudou a rigidez e a resistência das misturas RAP – Pó-de-Pedra Basáltico – Cimento Portland. Nesse estudo, os corpos de prova (CPs) foram curados 28 dias e testados. Os resultados mostraram que a resistência e os módulos aumentaram linearmente com o aumento da quantidade de cimento.

O aumento de resistência ocorre devido às reações pozolânicas entre sílica e alumina em fases amorfas e  $\text{Ca}^{++}$  em um ambiente alcalino. A partir da revisão bibliográfica sobre a geoquímica do pó-de-pedra, foi verificado que o mesmo pode conter uma grande quantidade destes materiais amorfos (Nishida et al., 1992). Dessa forma, o pó-de-pedra pode reagir com cal ou cimento Portland gerando silicato de cálcio hidratado e aluminato de cálcio hidratado, responsáveis pelo aumento da resistência mecânica. No entanto, as reações pozolânicas são notoriamente lentas à temperatura ambiente (Consoli et al., 2016), necessitando de longos períodos de cura para obter a resistência necessária para uso como base/sub-base de pavimentos. Assim, a mistura, por vezes, requer uma grande quantidade de cimento Portland ou cal, tornando-a economicamente inviável. Algumas técnicas têm sido estudadas

para acelerar essas reações pozolânicas, dentre elas, a adição de sais na mistura (Saldanha et al., 2016) ou através do processo de moagem do material que contém pozolana (Consoli et al., 2016).

No presente estudo, os materiais selecionados para serem utilizados foram: Pó-de-Pedra Basáltico (PPB) moído e não moído, como material pozolânico, a Cal Hidratada, como ativadora das reações pozolânicas e o Cloreto de Sódio (NaCl) atuando como catalisador destas reações.

A cal hidratada foi utilizada em detrimento do cimento Portland principalmente porque é mais barata e, do ponto de vista da produção, é menos prejudicial para o meio ambiente, uma vez que, a produção do cimento Portland envolve uma considerável geração de  $\text{CO}_2$  (Horpibulsuk et al., 2013 apud Mohammadinia et al., 2016).

Esta pesquisa objetivou avaliar o desempenho em laboratório a partir dos resultados de RCS (um dos principais parâmetros mecânicos) da mistura PPB e Cal Hidratada com e sem a adição de NaCl. A caracterização geoquímica dos materiais foi feita a partir de trabalhos de outros autores. Também é demonstrada, neste trabalho, a eficiência do processo de moagem do PPB durante 6 horas (melhorando as condições para ocorrência das reações pozolânicas através do aumento do teor de finos e da área específica de seus grãos) e a influência da adição de cloreto de sódio (que pode alcalinizar a mistura favorecendo assim, a ocorrência das reações e ganho de resistência).

## 2. MATERIAIS

O principal material desta pesquisa é o pó-de-pedra basáltico (PPB) que, por definição da norma NBR 9935 (ABNT, 2011), trata-se do material granular resultante do

processo de britagem da rocha que passa na peneira de malha 6,3 mm.

A caracterização básica dos materiais utilizados (pó-de-pedra basáltico, cal hidratada e cloreto de sódio) são apresentadas a seguir.

## 2.1 Pó-de-Pedra Basáltico

O pó-de-pedra basáltico foi coletado junto à pedreira São Joaquim, localizada no Km 30 da FreeWay (BR290), no município de Santo Antônio da Patrulha-RS.

As frentes de lavra da pedreira Fig.1 somam mais de 1 km de comprimento e, segundo a geologia regional do local onde essa pedreira está implantada, as rochas ali encontradas pertencem à Formação Serra Geral – rochas vulcânicas básicas e intermediárias, cinza e cinza escuras, finas e afaníticas, frequentemente com textura amigdalóide. Constituem derrames principalmente de basalto e diques de diabásio relacionados ao magmatismo toleítico da Bacia do Paraná (CPRM, 2005).



Figura 1. Frente de lavra pedreira S. Joaquim  
(Fonte: autor)

A Figura 02 mostra algumas ocorrências de diabásio que, com frequência, podem ser visualizadas nas lavras da pedreira São Joaquim.

Neste trabalho, não foi realizada a análise geoquímica do material pó-de-pedra basáltico

coletado para esta pesquisa (Fig.3). Entretanto, diversos trabalhos de caracterização geoquímica das rochas basálticas pertencentes à formação Serra Geral foram realizados. Dentre eles, cita-se como exemplo, Marimon et al. (1982), Projeto RADAMBRASIL (1986) e Freschi (2012). A partir destes, foi possível observar que os percentuais dos compostos químicos das rochas basálticas, ainda que localizadas em regiões geográficas bastante distintas, porém dentro duma mesma geologia regional – Formação Serra Geral – não apresentam uma variabilidade expressiva.



Figura 2. Diabásio pedreira São Joaquim  
(Fonte: autor)



Figura 3. Pó-de-Pedra Basáltico Pedreira S. Joaquim  
(Fonte: autor)

O pó-de-pedra utilizado nesta pesquisa é oriundo de rocha basáltica, ainda que nas lavras da pedreira de onde o material foi retirado exista a ocorrência de alguns diques de diabásio, também.

O projeto de pesquisa Folha Sh.22 Porto Alegre [apud. Projeto RADAMBRASIL (1986)] apresenta a análise de amostras de rochas magmáticas localizadas no Rio Grande do Sul, incluindo diabásios (materiais muito semelhantes a alguns diques encontrados na pedreira São Joaquim).

A Tabela 1 mostra o resultado dessa análise geoquímica de uma amostra de diabásio e outra de basalto, localizado no estado do RS, em região pertencente à formação Serra Geral.

Tabela 1. Composição química de uma amostra de diabásio e basalto da Formação Serra geral, no estado do RS [Fonte: Projeto RADAMBRASIL: Folha SH22 Porto Alegre (1986)]

Compostos Químicos	% de peso (amostra diabásio)	% de peso (amostra basalto)
Sílica - $SiO_2$	55,00	55,30
Alumina - $Al_2O_3$	14,60	12,27
$Na_2O$	2,10	3,10
$K_2O$	1,29	1,84
Cal - $CaO$	8,56	7,42
$Fe_2O_3$	5,36	7,92
$MgO$	4,04	3,11

A NBR 12653 (ABNT, 1992) classifica os materiais pozolânicos segundo três classes (Classe N, Classe C e Classe E). Essa classificação é em função da sua origem, requisitos químicos e físicos.

Segundo Netto (2006), os materiais pozolânicos da Classe N são as pozolanas naturais e artificiais que obedecem aos requisitos descritos na NBR 12653 (ABNT, 1992) tais como certos materiais vulcânicos de caráter petrográfico ácido, “cherts” silicosos,

terras diatomáceas e argilas calcinadas. Os da Classe C são as cinzas volantes produzidas pela queima de carvão mineral em usinas termoelétricas, que obedecem também aos critérios especificados nesta NBR. Por último o material da Classe E é qualquer pozolana cujos requisitos diferem das classes anteriores, conforme estabelecido nesta mesma NBR.

O PPB tem potencial químico para ser considerado uma pozolana natural. Todas as amostras verificadas na revisão bibliográfica apresentam a característica em comum de atenderem a um dos principais pré-requisitos para serem considerados materiais pozolânicos classe N (pelo qual, segundo a NBR 12653, o somatório dos teores de sílica, alumina e ferrita ( $Fe_2O_3$ ) devem ser de no mínimo 70%). As amostras de diabásio e de basalto apresentadas na Tabela 1, por exemplo, apresentam este somatório igual a 74,96% e 75,49%, respectivamente.

O resultado do ensaio para determinação da massa específica real dos grãos de PPB - NBR 6508 (ABNT 1984) - indicou o valor de 2,767 g/cm<sup>3</sup> para o material utilizado neste trabalho.

Foi realizada a composição granulométrica do material pó-de-pedra através da análise por peneiramento, preconizada pela NBR NM 248 (ABNT 2003).

A Tabela 2 e a Fig. 4 apresentam os valores da composição granulométrica do PPB não moído e moído (durante 6 horas no moinho de bolas).

Tabela 2. Distribuição granulométrica do PPB (não moído e pós-moagem de 6h no moinho de bolas)

Peneiras (mm)	Porcentagem Passante (%)	
	PPB não moído	PPB moído
0,075	4,74	73,72
0,150	9,55	87,44
0,300	16,09	99,18
0,600	24,35	99,38



1,200	35,45	99,40
2,000	51,38	99,48
2,400	55,70	99,56
4,800	89,25	99,90
6,300	98,79	100,00
9,500	99,87	100,00

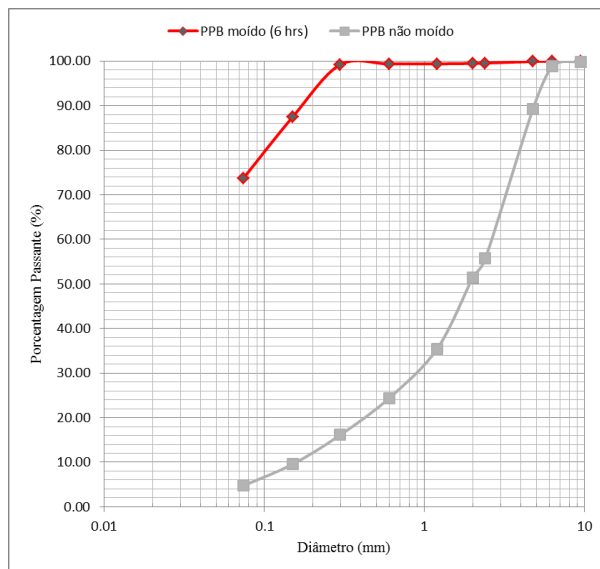


Figura 4. Distribuição granulométrica do PPB (não moído e pós-moagem de 6h no moinho de bolas)

Visando nesta pesquisa, trabalhar-se somente com o material mais fino obtido do processo de moagem do PPB, escolheu-se moldar os CPs somente com material passante na peneira 50 (0,300 mm), que corresponde a 99,18% de todo material moído. Deste material passante na peneira 50 (0,300 mm), 74,3% passa na peneira 200 (0,075mm).

## 2.2 Cal Hidratada

A cal hidratada é um produto natural pronto para uso. É um dos aglomerantes mais antigos usados pela humanidade na construção de edificações. A cal hidratada consiste num pó seco e inodoro obtido da hidratação da cal virgem em processos industriais.

Atualmente, diversas pesquisas vêm sendo realizadas, envolvendo o uso deste

aglomerante como alternativa ao cimento na estabilização de solos. O desempenho tem sido satisfatório, principalmente nas misturas solo-cal para aplicação em bases e sub-bases de pavimentos (Guérris, 2012).

A cal hidratada usada nessa pesquisa é de mesma procedência da utilizada por Consoli et al., (2012). Baseado nos resultados do referido autor, o peso específico real dos grãos da Cal Hidratada é 2,49 g/cm<sup>3</sup>.

## 2.2 Cloreto de Sódio (NaCl)

O cloreto de sódio utilizado foi obtido a partir do sal grosso usualmente comercializado. Tal sal é encontrado na natureza em pequenos cristais. Chama-se de sal grosso por não ter passado por processos de refino. O cloreto de sódio é um composto químico que pode ser obtido através de reações químicas entre outros dois elementos (sódio e cloro) ou depositado na natureza em grandes salinas ou minas subterrâneas.

Baseado no trabalho de Saldanha et al. (2016), escolheu-se que porcentagem de sal grosso aplicado seria de 1,5% em relação ao peso de materiais secos. Para a execução de uma mistura homogênea, foi necessária a prévia diluição do sal grosso em água destilada.

## 3. METODOLOGIA

Moldou-se 24 corpos de prova (5cm de diâmetro e 10cm de altura) com material pó-de-pedra basáltico moído e cal hidratada. Utilizou-se 4 teores de cal diferentes: 9%, 11%, 13% e 15%. Três corpos de prova foram moldados para cada um destes teores. Após, repetiu-se essas misturas com a adição de 1,5% de cloreto de sódio. No total, foram desenvolvidas 8 tipos diferentes de misturas.

Baseado na revisão bibliográfica e em testes realizados anteriormente, o teor de



umidade ( $\omega$ ) adotado para moldagem e compactação estática dos CPs foi de 19% e o peso unitário seco ( $\gamma_d$ ) de 16 kN/m<sup>3</sup>.

Nesta pesquisa, foram realizados ensaios de compressão simples. Os testes seguiram a norma ASTM C39 (ASTM, 2010). Após a cura em câmara úmida durante 6 dias (com umidade relativa acima de 95%), os CPs eram submergidos em um tanque de água por 24 h para saturação e, desta forma, minimizar os efeitos da sucção mátrica. Imediatamente antes do teste, os CPs eram retirados do tanque e secados superficialmente. Em seguida, o ensaio era realizado e a carga máxima aplicada era registrada. Para 28 dias os mesmos procedimentos foram seguidos.

#### 4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

A Tabela 3 apresenta os resultados de RCS aos 7 dias. Para cada mistura, 2 corpos de provas foram ensaiados visando a certificação dos resultados.

Tabela 3. Resultados de Resistência à Compressão Simples das misturas, após 7 dias de cura

Amostra	% Cal	% NaCl	RCS (MPa)
C9-S0-A	9	0	0,15
C9-S0-B	9	0	0,18
C9-S1-A	9	1,5	1,62
C9-S1-B	9	1,5	1,55
C11-S0-A	11	0	0,24
C11-S0-B	11	0	0,23
C11-S1-A	11	1,5	1,47
C11-S1-B	11	1,5	1,45
C13-S0-A	13	0	0,33
C13-S0-B	13	0	0,34
C13-S1-A	13	1,5	1,50
C13-S1-B	13	1,5	1,42
C15-S0A	15	0	0,38
C15-S0B	15	0	0,43
C15-S1-A	15	1,5	1,67
C15-S1-A	15	1,5	1,76

Observa-se pela Tabela 3 que os resultados dos 2 CPs rompidos para cada mistura diferente estão numericamente próximos. Desta forma os procedimentos realizados nesta investigação laboratorial estão validados.

A Tabela 4 apresenta os resultados de RCS aos 28 dias. Para cada mistura, 1 CP foi testado.

Tabela 4. Resultados de Resistência à Compressão Simples das misturas, após 28 dias de cura

Amostra	% Cal	% NaCl	RCS (Mpa)
C9-S0-C	9	0	0,613
C9-S1-C	9	1,5	2,267
C11-S0-C	11	0	0,671
C11-S1-C	11	1,5	2,644
C13-S0-C	13	0	1,273
C13-S1-C	13	1,5	2,534
C15-S0-C	15	0	1,350
C15-S1-C	15	1,5	2,817

A partir dos resultados apresentados na Tabela 3 e 4, fica evidenciado o quanto a adição de 1,5% de NaCl nas misturas influenciou no aumento do ganho de RCS (tanto aos 7 dias de cura quanto aos 28 dias).

Na Fig. 5 estão plotados em um gráfico, referente à variação da RCS em função do teor de cal da mistura, os resultados apresentado na Tabela 3 e 4. Na parte superior do gráfico estão os pontos correspondentes às misturas com adição de cloreto de sódio e na parte inferior localizam-se os pontos referentes às misturas sem.

Analisando a Fig. 5, é possível constatar que para as misturas sem adição de NaCl ocorre um acréscimo da RCS em função do aumento do teor de Cal. Através de uma função potência, foi possível ajustar aos dados existentes um modelo matemático capaz de explicar satisfatoriamente os resultados observados (corroborado por um valor de coeficiente de determinação R<sup>2</sup> próximo de 1).

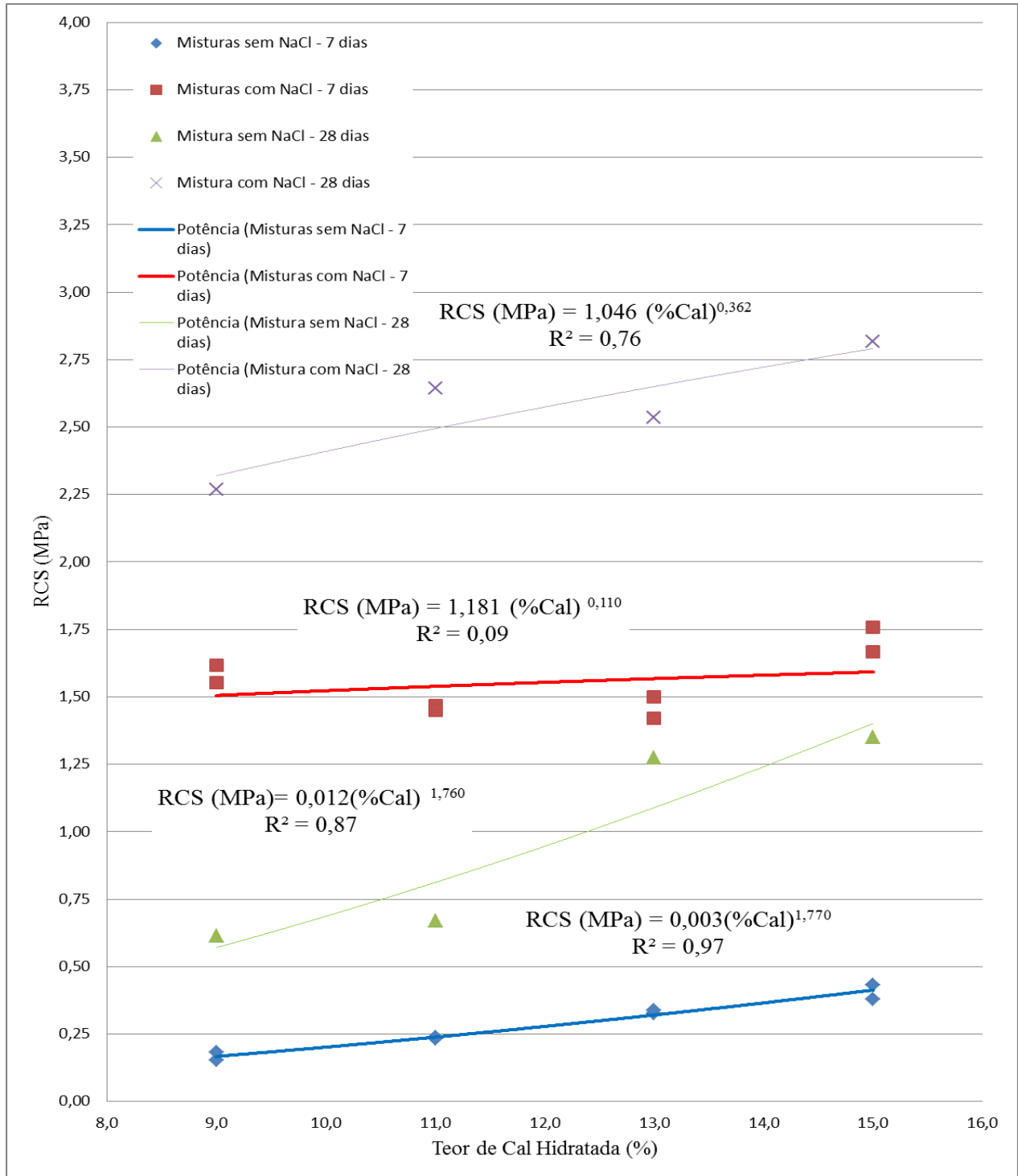


Figura 5. Variação da RCS em função do Teor de Cal da mistura

Nota-se que para as misturas com adição de sal, este comportamento não é observado. Salienta-se que foram mantidos constantes os valores de índice de vazios

( $e=0,75$ ) e peso unitário seco ( $\gamma_d=16kN/m^3$ ) em todos os CPs (tanto para misturas com adição de NaCl quanto para as sem).

## 5. CONCLUSÕES

A partir da revisão bibliográfica desenvolvida e da análise dos resultados obtidos para resistência à compressão simples das amostras estabilizadas com cal hidratada, aos 7 e 28 dias, são admitidas as seguintes conclusões:

- Os resultados para 7 dias de cura demonstraram que, na medida em que o teor de cal hidratada aumentou, a taxa de ganho de RCS, entre uma mistura sem adição de NaCl e outra com, variou em 845%, 520%, 339% e 322% respectivamente para os teores de 9%, 11%, 13% e 15%.

- Os resultados para 28 dias de cura demonstraram que, na medida em que o teor de cal hidratada aumentou, a taxa de ganho de RCS, entre uma mistura sem adição de NaCl e outra com, variou em 270%, 294%, 99% e 108% respectivamente para os teores de 9%, 11%, 13% e 15%.

- O processo de moagem do pó-de-pedra basáltico durante 6 horas mostrou-se um procedimento eficiente para tornar o material mais reativo, devido ao aumento da superfície específica dos grãos (teor de finos) em contato com a cal.

- O pó-de-pedra basáltico moído trata-se de uma pozolana natural neutra (teor de sílica entre 52% e 65%) que quando alcalinizada pela adição de 1,5% de cloreto de sódio, possui potencial para reagir com a cal hidratada e formar silicatos e aluminatos que conferem resistência mecânica a mistura.

- Nas misturas sem NaCl, a adição de cal implica em um aumento potencial da RCS tanto aos 7 dias quanto aos 28.

- Uma vez que entre as misturas não ocorreu variação do índice de vazios, teor de umidade e nem do peso unitário seco, é possível estabelecer que o teor de cal é o fator que controlou o ganho de resistência

mecânica. Entretanto, tal comportamento não foi observado para as misturas com NaCl.

- Os valores relativamente altos de RCS aos 7 dias, para as misturas com adição de cloreto de sódio e um índice de vazios de 0,75, indicam que pó-de-pedra basáltico tem potencial para ser usado como pozolana em misturas com agregados graúdos como, por exemplo, o reciclado de pavimento asfáltico (RAP). Desta forma, seria possível desenvolver uma mistura, para utilização em base e/ou sub-base de pavimentos totalmente composta de dois subprodutos (pó-de-pedra basáltico e RAP), o que ofereceria mais uma alternativa de destinação ecologicamente eficiente para estes materiais. Tal inferência trata-se da próxima etapa deste trabalho.

## *Agradecimentos*

Ao CNPq e a Capes pelo apoio financeiro para a realização desta pesquisa. À Universidade Federal do Rio Grande do Sul pela possibilidade de uma pós-graduação pública, gratuita e de qualidade.

## 6. REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT):

\_\_\_ NBR 9935 - Agregados – Terminologia. São Paulo, 2011.

\_\_\_ NBR 12653 - Materiais Pozolânicos – Especificação. São Paulo, 1992.

\_\_\_ NBR 6508 - Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica. São Paulo, 1984.

\_\_\_ NBR NM 248 – Determinação da composição granulométrica. São Paulo, 2003.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM): C 39 - Standard test method for compressive strength of cylindrical

concrete specimens. West Conshohocken PA, 2010.

COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS – CPRM (Porto Alegre, RS). Projeto Plano Diretor de Mineração da Região Metropolitana de Porto Alegre – PDM: Mapa Geológico Integrado. Superintendência Regional de Porto Alegre, 2005.

CONSOLI, N. C.; DE PAULA, T. M.; BORTOLOTO, M. S.; BARROS, L. M.; PEREIRA, F.; ROCHA, M.M. Coal fly ash - carbide lime admixtures as an alternative to concrete masonry blocks: influence of ash grounds. **Journal of Materials in Civil Engineering**, doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001747, 04016224, 2016.

CONSOLI, N. C.; DA SILVA LOPES, L.; DALLA ROSA, A.; MASUERO, J. R. The strength of soil-industrial by-products-lime blends”. **Proceedings of the ICE - Geotechnical Engineering**. V.166, p. 431 – 440, jul. 2013.

FRESCHI, C. R. **Caracterização litogeoquímica dos basaltos do município de Monções – SP**. 2012. Trabalho de Conclusão de Curso (Curso de Geologia - Instituto de Geociências e Ciências Exatas): Universidade do Estado de São Paulo, Rio Claro SP, 2012.

FONSECA, J. F.; et al. O estado da arte sobre uso de reciclado de pavimento asfáltico na pavimentação no Brasil e no mundo. CONGRESSO NACIONAL DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTE, 28., 2014, Curitiba. **Anais XXVIII ANPET**. Curitiba: ANPET, 2014. CD-ROM.

FUNDAÇÃO INSTITUTO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA – IBGE (Rio de Janeiro, RJ). Projeto RADAMBRASIL: Folha SH.22 Porto Alegre e Parte das Folhas Sh.21

Uruguaiana e SI.22 Lagoa Mirim. SEPLAN/IBGE - Rio de Janeiro, 1986.

GUÉRIOS, E. M. **Estudo do melhoramento de solo com adição de cal hidratada para uso em pavimento urbano**. 2013. Trabalho de Conclusão de Curso (Curso de Engenharia Civil – Departamento de Construção Civil): Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba PR, 2013.

HORPIBULSUK, S.; PHETCHUAY C.; CHINKULKIJNIWAT, A.; CHOLAPHATSORN, A. Strength development in silty clay stabilized with calcium carbide residue and fly ash. **Soils and Foundations**. 53(4), 477-487, aug 2013.

KHAY, S. E. E.; SAID S. E. B.; LOULIZI, A.; AND NEJI, J. Laboratory investigation of cement-treated reclaimed asphalt pavement material. **Journal of Materials in Civil Engineering**. V. 27, 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001158, 04014192, jun 2015.

MARIMON, M. P. C.; et al. Formação Serra Geral do Sul do Brasil; Rochas Básicas e Ácidas: Sua Distribuição, Petrografia e Litoquímica. CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA, 32., 1982, Salvador-BA. **Anais XXXII CBG**, Salvador: SBG, 1982. IMPRESSO.

MENOSSE, R. T. **Utilização do pó de pedra basáltica em substituição à areia natural do concreto**. 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Faculdade de Engenharia): Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira SP, 2004.

MOHAMMADINIA, A.; ARULRAJAH. A.; SANJAYAN, J.; DISFANI, M. M.; BO, M. W.; DARMAWAN, S. Stabilization of demolition materials for pavement base/subbase applications using fly ash and

slag geopolymers: laboratory investigation. **Journal of Materials in Civil Engineering**. V. 28, 10.1061/(ASCE)MT.1943 - 5533.0001526, 04016033, jul 2016.

NETTO, R. M. **Materiais Pozolânicos**. 2006. Monografia Conclusão de Curso (Curso Especialização em Construção Civil – Escola de Engenharia): Universidade Federal de Belo Horizonte, Belo Horizonte MG, 2006.

NISHIDA, K.; SASAKI, S.; KUBOI, Y. Utilization of waste rock powder for stabilization of residual soil. **Soil Improvement (Current Japanese Materials Research)**. V. 9, p. 55–70. Publ London: Elsevier Applied Science, 1992.

PASCHE, E. **Estudo da resistência e da rigidez de uma mistura de material fresado asfáltico e pó-de-pedra com a adição de cimento**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre RS, 2016.

SALDANHA, R. B.; MALLMANN, J.E.C.; CONSOLI, N. C. Salts accelerating strength increase of coal fly ash–carbide lime compacted blends. **Géotechnique Letters**. 6(1), 23-27, doi: 10.1680/jgele.15.00111, mar 2016.

## ANÁLISE DO DESEMPENHO MECÂNICO DA CAMADA DE BASE DE UM PAVIMENTO URBANO EXECUTADO COM MISTURA DE MATERIAL RESIDUAL E CAL

### **Rafael Tonello**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil da Universidade de Passo Fundo  
Rafaeltonello1@gmail.com

### **Raul Artusi**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil da Universidade de Passo Fundo  
raulartusi@gmail.com

### **Francisco Dalla Rosa**

Professor do curso de Engenharia Civil da Universidade de Passo Fundo  
dallarosa@upf.br

### **Maciel Donato**

Professor do curso de Engenharia Civil da Universidade de Passo Fundo  
mdonato@upf.br

**Resumo.** *Em um pavimento asfáltico construído sobre uma camada de base executada com resíduo de ágata e cal, foi verificado o comportamento estrutural, decorridos cinco anos de sua execução. O local de análise é um trecho experimental executado por Dalla Rosa et. al (2012), no município de Soledade, Rio Grande do Sul, com baixo volume de tráfego. O resíduo empregado é gerado durante o beneficiamento da pedra ágata, na fase da rolagem das frações britadas. Utilizando o equipamento Dynamic Cone Penetrometer (DCP), foram realizados ensaios ao longo da pista, onde há uma camada de solo estabilizado de aproximadamente 25 centímetros, e nas proximidades da mesma, com solo natural. Constatou-se que, após o tempo transcorrido, a técnica apresenta condições satisfatórias de utilização.*

**Palavras-chave:** *Resíduo de ágata. Controle tecnológico. Estabilização de solo.*

### **1. INTRODUÇÃO**

São propostos métodos de estabilização de solo, com princípios de dosagem, materiais

e técnicas distintas, destacando: Nunez (1991) que sugeriu a estabilização física e química de um solo residual de arenito com mistura solo-cal; Consoli et al. (2011), onde são apresentados misturas de solo estabilizado com material aglomerante e cinza volante; Phummiphan et al. (2017) que propuseram a estabilização de solo com materiais geopoliméricos e Misra et al. (2005) onde foi executada uma mistura de cinza volante e solo para potencializar as características estruturais do mesmo.

O aproveitamento de resíduos de outros setores econômicos pela engenharia construtiva vem mostrando-se uma maneira inteligente de dar destino adequado a esses subprodutos e economizar materiais mais nobres necessários para técnica em questão. O método de estabilização de solo que segue essa ideologia é difundido e tem se mostrado vantajoso tecnicamente e financeiramente, em diversos locais em que não se tem um solo natural com boas características mecânicas.

A observação do comportamento ao longo do tempo permite avaliar como condições de uso e características do material afetam o desempenho da estrutura de um



pavimento. Conforme indicam Resende, Filho e Nogueira (2013), a utilização do *Dynamic Cone Penetrometer* (DCP) para a medição de resistência das camadas superficiais de solos naturais ou compactados, acontece com frequência no controle de qualidade de pavimentos, já que, de forma rápida e eficaz, são obtidos dados que podem traduzir o funcionamento estrutural do solo.

## 2. MATERIAIS E MÉTODOS

### 2.1 Descrição do trecho experimental

Segundo Dalla Rosa, Thomé e Donato (2014), o trecho de experimento executou-se no município de Soledade, local com grande disponibilidade do resíduo da rolagem da Ágata. Para construir a camada de base do pavimento, empregou-se a técnica de estabilização de solo através da mistura de cal e resíduo da rolagem da pedra Ágata. Aplicou-se a técnica sobre um subleito de solo residual de basalto.



Figura 1. Trecho experimental.

A caracterização realizada por Thomé et al. (2003) indica que o solo da pista experimental é composto de 65% de argila, 10% de silte e 25% de areia fina, ao passo que, o limite de liquidez, limite plasticidade e o índice de plasticidade são quantificados em, respectivamente: LL (82%); LP (47%); IP (35%). A Figura 2 apresenta a composição granulométrica do solo natural e do resíduo estudado.

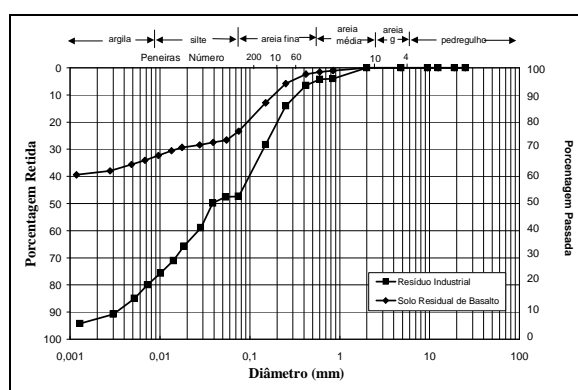


Figura 2. Composições granulométricas.

Fonte: Thomé e Dalla Rosa (2003).

Fixou-se a espessura da base em aproximadamente 25 cm devido à baixa carga de fluxo do local. Aplicou-se material em duas camadas, sendo uma de 10 cm e outra com 15 cm, estendendo-se por cerca de 70 metros com largura aproximada de 5 metros, homogeneizada com a utilização de arado, e efetuada a correção da umidade quando necessária. O peso específico aparente seco máximo e a umidade ótima de compactação, respectivamente são quantificados em, 19,2 kN/m<sup>3</sup> e 10%, bem como a curva de compactação da mistura empregada no estudo é apresentada na Figura 3.

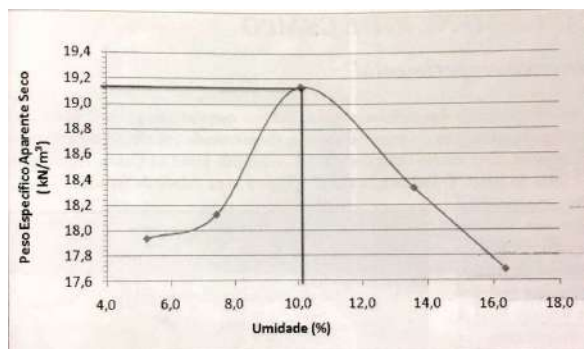


Figura 3. Curva de compactação. Fonte: Dalla Rosa, Thomé e Donato (2014).

Executou-se a regularização da camada com o auxílio de um rolo compactador, a qual teve amostras coletadas para posterior análise em laboratório dos parâmetros de compactação.

Os ensaios laboratoriais das misturas realizadas em campo, apresentaram para resistência à compressão simples, o valor médio de 2,1 MPa após 28 dias de cura. Em campo, realizou-se o ensaio com Viga Benkelman, onde em cinco pontos observados, verificou-se deflexão média de 183 mm.

## 2.2 Resíduo da rolagem da pedra Ágata

A etapa de rolagem é empregada para deixar as frações oriundas da britagem dos geodos com um formato que tende a esférico, o qual é mais valorizado perante aos consumidores.

Atualmente, grande parte do resíduo é acomodado nos pátios das empresas, normalmente não sendo cumpridos os requisitos ambientais necessários para criação de aterros e prejudicando a condição natural do solo no qual estão sendo dispostos.



Figura 4. Aspecto do pó de rolagem da Ágata.

A composição química do resíduo, analisada em equipamento de fluorescência em Raios-X, mostra que mais de 90% da composição é dióxido de silício ( $\text{SiO}_2$ ), também conhecido como sílica, conforme Tabela 1. Em análise de difração em Raios-X, se observa uma estrutura predominantemente cristalina, como se vê na Figura 5.

Tabela 1. Composição química do resíduo da rolagem da pedra Ágata.

Fórmula	Concentração
$\text{SiO}_2$	92,64%
$\text{Al}_3\text{O}_2$	2,24%
$\text{Fe}_2\text{O}_3$	1,45%
$\text{CaO}$	1,01%
$\text{P}_2\text{O}_5$	0,89%
$\text{SO}_3$	0,54%
$\text{Cl}$	0,41%
$\text{K}_2\text{O}$	0,36%
$\text{TiO}_2$	0,12%
$\text{BaO}$	0,10%
$\text{MnO}$	0,05%

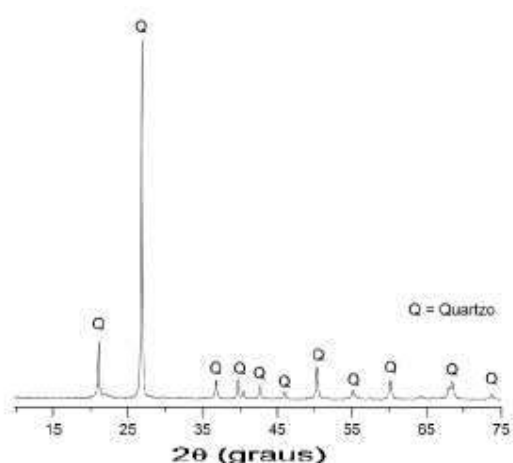


Figura 5. Difração por raios X do subproduto de mineração.

Uma característica física relevante que o pó da rolagem da Ágata apresenta é a quantidade de material pulverulento, onde, de acordo com ensaios laboratoriais procedidos observando a norma NBR NM 46 (ABNT, 2003), cerca de 30 % da composição do material são grãos com diâmetro menor que 75  $\mu\text{m}$ .

Os parâmetros de granulometria, obtidos após realizar os procedimentos que prevê a NBR NM 248 (ABNT, 2003), se dão conforme a Tabela 2. Observa-se que existem frações classificadas como graúdas e outras como miúdas no subproduto na granulometria em que é gerado. A massa específica do material, fazendo as ponderações relativas às dimensões dos grãos é 2,48  $\text{g}/\text{cm}^3$ .

Tabela 2 – Comportamento granulométrico do pó da rolagem da Ágata.

Peneira 4,75 mm	%	Módulo de finura	Dimensão máxima (mm)
Retido	13,55	2,58	6,3
Passante	86,45		

### 2.3 Dosagem da mistura resíduo-cal

Determinou-se o teor ótimo de cal seguindo a metodologia ICL (*Initial Consumption of Lime*), proposta por Rogers et al. (1997), onde, experimentalmente, avaliam-se misturas de solo-cal através do pH das

mesmas. O parâmetro ideal é obtido quando não se identificam variações de pH mesmo quando acrescentadas maiores quantidades do aglomerante.

Dalla Rosa, Thomé e Donato (2014) observaram o teor ótimo de cal de 5%, contudo, para propiciar condições mais favoráveis às reações pozolânicas, adicionaram-se cerca de 7% de cal em relação à massa seca do material residual.

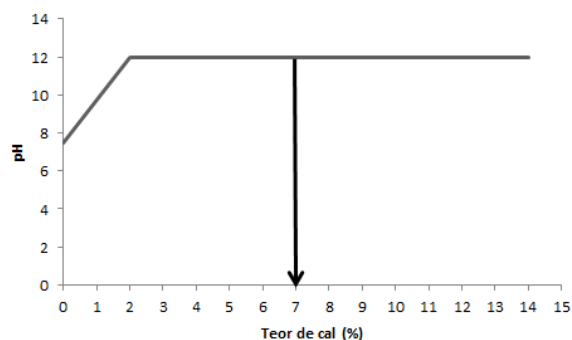


Figura 6. Determinação do teor ótimo de cal da mistura. Fonte: Adaptado de Dalla Rosa, Thomé e Donato (2014).

### 2.4 Dynamic Cone Penetrometer

O aparelho *Dynamic Cone Penetrometer* tem suas especificações normatizadas pela norma americana ASTM D 6951 (2015). O funcionamento do DCP se dá com a geração de energia pelo impacto de um martelo de 8 kg, que cai em queda livre a uma altura de 575 mm até encontrar o batente. A partir disso, a transmissão ao solo acontece através de uma ponta em forma de cone, com ângulo de 60° e 20 mm de diâmetro. São feitas leituras relativas às profundidades que a ponteira vai sendo cravada à medida que são inseridas cargas no solo em análise.



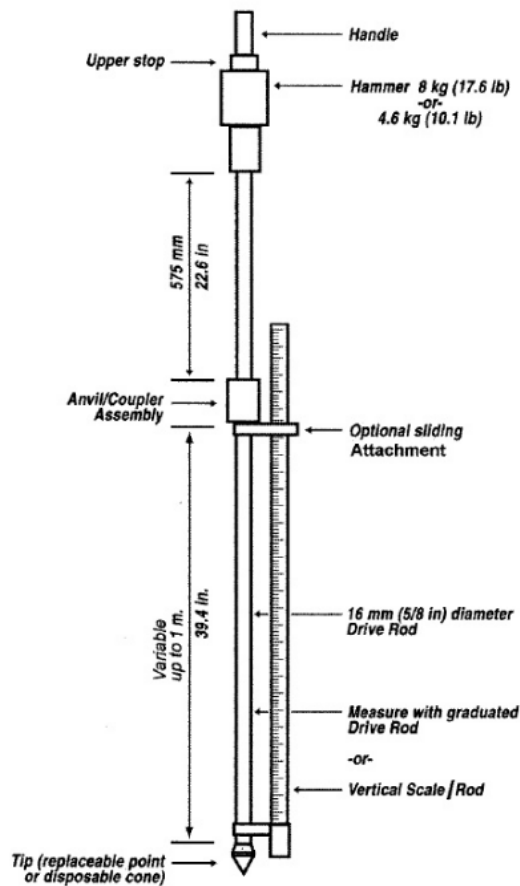


Figura 7. Esquemática de um Dynamic Cone Penetrometer. Fonte: ASTM D 6951 (2015).

## 2.5 Execução do ensaio

Executou-se o ensaio ao longo do pavimento experimental e em pontos fora do trecho com material estabilizado, a fim de comparar o comportamento da base estabilizada e do solo natural.

Realizaram-se nove cravações na pista e três nas proximidades, efetuando a leitura da profundidade de cravação do cone a cada impacto do martelo no batente. Salienta-se que, para as cravações na pista, removeram-se as camadas de revestimento asfáltico antes do início dos golpes. A Figura 8 indica a localização de cada ponto verificado.

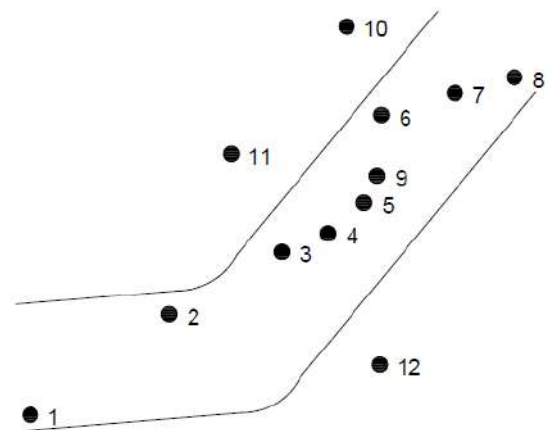


Figura 8. Esquema da dispersão dos pontos em campo.



Figura 9. Ensaio finalizado.

## 3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Depois de finalizados os ensaios em campo, plotaram-se gráficos para possibilitar a análise dos dados. Primeiramente, apresentam-se os dados do ensaio DCP em solo

estabilizado, expurgando os valores iniciais de penetração relativos ao arranchamento da camada de revestimento asfáltico, conforme Figura 10.

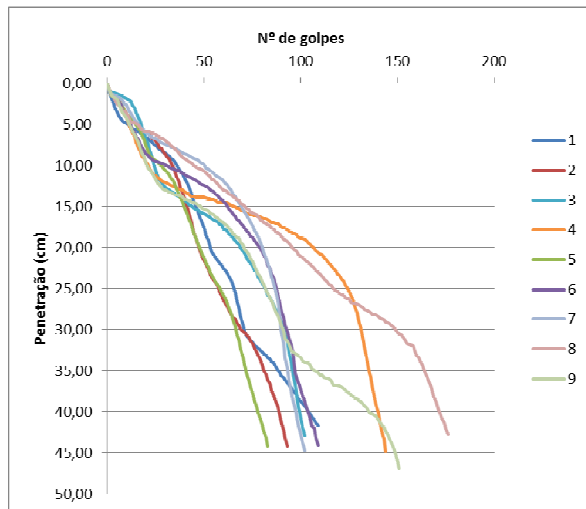


Figura 10. Curvas de penetração relativas aos ensaios realizados em solo estabilizado.

É possível perceber um comportamento semelhante em praticamente todos os pontos, onde após o início da cravação, até a profundidade de 15 cm, averiguou-se uma variação tendendo a linearidade, onde quanto maior a profundidade, maior era a capacidade de carga.

A partir da profundidade de 15 cm, os pontos apresentaram comportamentos mais distintos e com ganho de resistência menor (com ressalva aos pontos 4 e 8), o que pode ser explicado pelo fato de a base ter sido executada em 2 camadas com espessuras semelhantes a zona de mudança de comportamento.

Também, para todos os pontos, com exceção do ponto número 9, ficou evidenciado que próximo da profundidade de 30 cm, necessitou-se de menos energia para cravação do cone, evidenciando o fim da camada estabilizada e o início do solo natural.

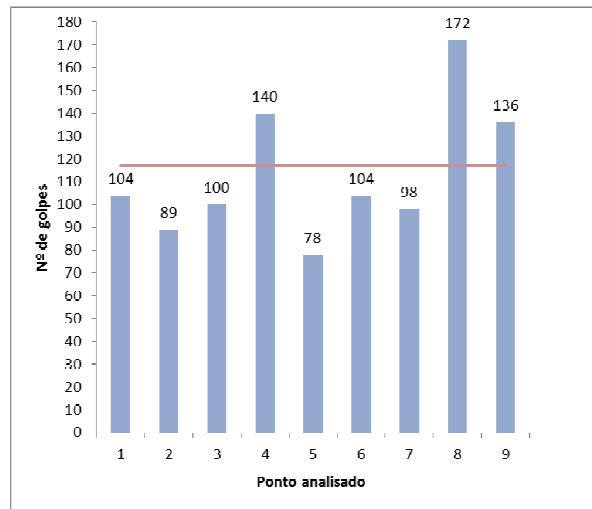


Figura 11. Número de golpes para cada ponto do solo estabilizado, com a respectiva média.

Na Figura 8 são apresentados o número de golpes necessários para atingir a profundidade de 40 cm, bem como o valor médio de 117 golpes para os nove pontos em análise.

Fica evidente a maior resistência do ponto número 8, o que pode ser explicado por um fator construtivo, visto que o ponto está na cota mais baixa da pista, facilitando o acúmulo de material nesse local.

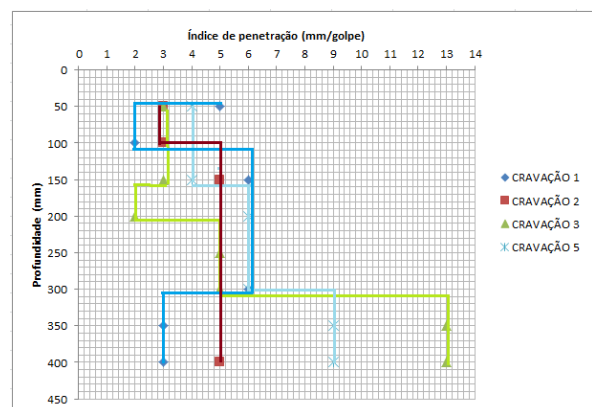


Figura 12. Diagrama estrutural do solo estabilizado.

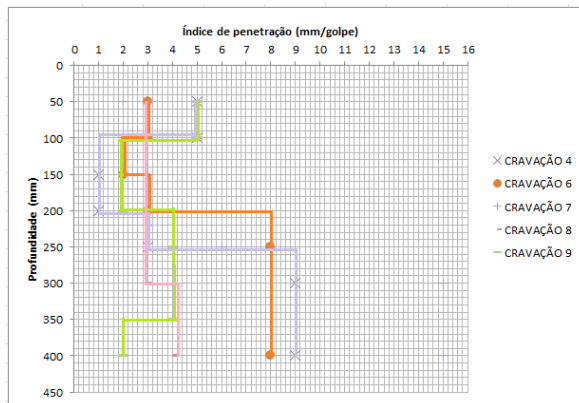


Figura 13. Diagrama estrutural do solo estabilizado.

São observados os Índices de Penetração para os pontos de solo estabilizado na Figura 12 e a Figura 13. Os pontos 4 e 6 não mantiveram a homogeneidade de suporte após 20 cm de profundidade, assim como os pontos 3 e 5, após os 30 cm também perderam de maneira considerável a capacidade de suporte.

Para comparar os desempenhos do solo estabilizado com o solo natural disponível no local, realizaram-se três ensaios, onde as curvas de penetração dos mesmos são apresentadas a seguir.

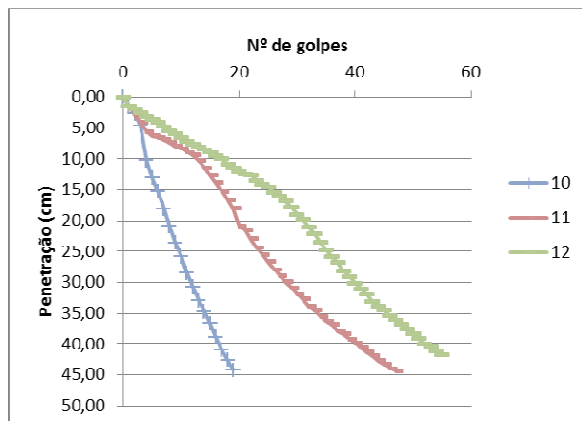


Figura 14. Curvas de penetração relativas aos ensaios realizados em solo natural.

Destaca-se comportamento semelhante nos três pontos, onde, como esperado, a resistência ao cravamento é significativamente menor quando comparado ao solo com resíduo e cal.

Percebe-se que mesmo o ponto mais resistente do solo natural apresenta menos capacidade de carga que o solo com estabilização.

A Figura 15 apresenta o número de golpes necessários para penetrar 40 cm, bem como a média de 37 golpes para os três ensaios.

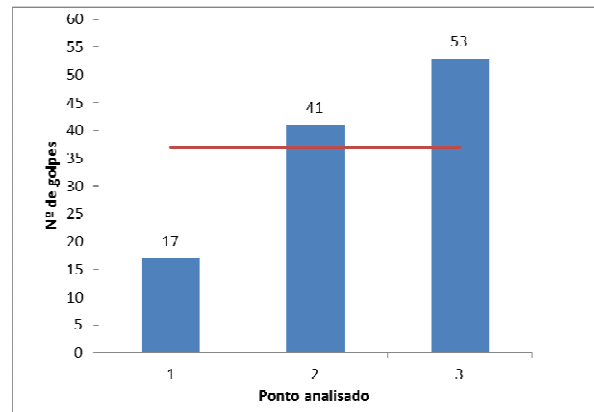


Figura 15. Número de golpes para cada ponto do solo natural, com a respectiva média.

O diagrama estrutural do solo natural evidencia a homogeneidade do solo e como citado anteriormente comprova a baixa capacidade de suporte quando comparado ao solo trabalhado.

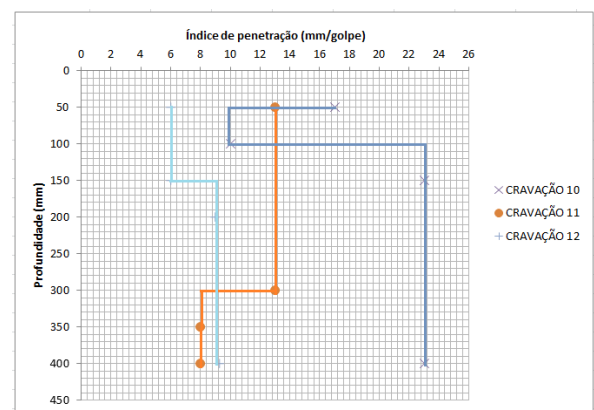


Figura 16. Diagrama estrutural do solo natural.

#### 4.CONCLUSÕES

Por fim, conclui-se que, após transcorridos 5 anos de sua implantação e



levando em conta o baixo volume de tráfego existente no local, a camada de base com mistura cal-resíduo desempenha de maneira satisfatória sua função estrutural.

Comparando com a tentativa de estabilização com mistura solo-brita, realizada por Oliveira, Terni e Molinari (2010), a técnica empregada nesse trecho experimental apresenta valores superiores de resistência ao cravamento. Ao passo que, equiparam-se aos valores encontrados por Leite (2007), que propôs estabilização com mistura solo-resíduo de construção e demolição (RCD).

Acredita-se que, em condições de compactação, espessura da camada e teor de cal adequados, a técnica aplicada nesse local pode ser empregada como solução em locais com maiores solicitações de volume de tráfego.

## 5. REFERÊNCIAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D6951: *Standard Test Method for use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications*. West Conshohocken, PA, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 46: Agregados - Determinação do material fino que passa através da peneira 75 um, por lavagem. Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_. NBR 248: Agregados - Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.

CONSOLI, N. C.; LOPES JUNIOR, L. S.; PRIETTO, P. D. M. ; FESTUGATTO, L. ; CRUZ, R. C. . *Variables Controlling Stiffness and Strength of Lime-Stabilized Soils*. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. v. 137, p. 628, 2011.

DALLA ROSA, F.; THOMÉ, A.; DONATO, M.; Análise da viabilidade técnica da aplicação do resíduo da rolagem de pedras preciosas em estruturas de pavimentos urbanos. **Tecnologia e Inovação em Gemas, Joias e Mineração**. V.1, p. 91-98, Porto Alegre: IGEO/UFRGS, 2014.

LEITE, F. da C. **Comportamento mecânico de agregado reciclado de resíduo sólido da construção civil em camadas de base e sub-base de pavimentos**. 2007. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.

MISRA, A.; UPADHYAYA, S.; HORN, C.; KONDAGARI, S.; GUSTIN, F.; *CBR and DCP Correlation for Class C Fly Ash-Stabilized Soil*. **Geotechnical Testing Journal**, Vol. 29, No. 1, pp. 30-36, 2006.

NUNEZ, W. P. Estabilização físico-química de um solo residual de arenito Botucatu, visando seu emprego na pavimentação. 1991. Dissertação (mestrado em engenharia) – Escola de Engenharia, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

OLIVEIRA, L. E. de; TERNI, A. W.; MOLINARI, R. G. Correlação entre Índices de Resistência CBR e DCP, para Misturas Solo-Brita, Empregando-se Solos Parcialmente Evoluídos da Região do Vale do Paraíba, SP. In: XXIV ANPET, 2010. **Anais do XXIV ANPET**. 2010.

PHUMMIPHAN, I.; HORPIBULSUK, S.; PHOO-NGERNKHAM, T.; ARULRAJAH, A.; SHEN, S.; *Marginal lateritic soil stabilized with calcium carbide residue and fly ash geopolymers as a sustainable pavement base material*. **Journal of Materials in Civil Engineering**. Vol.29(2), p.04016195, 2017.

SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTECNIA DO RIO GRANDE DO SUL  
GEORS 2017

RESENDE, L. M. M. de; OLIVEIRA FILHO, W. L. de; NOGUEIRA, C. L. *Use of the DCP test for compaction control staged dikes in mining tailings dams*. **Revista Escola de Minas**, Ouro Preto, 66 (4), 493-498 out. dez, 2013.

ROGERS, C. D. F.; GLENDINNING, S.; ROFF, T. E. J. Lime modification of clay soils for construction expediency. **Geotechnical Engineering**, London, v. 127, p. 242-249. 1997.

THOMÉ, A.; DALLA ROSA, F.; FLOSS, M. F.; ORSO, J. M.; BENEDETTI, D. Análise do Potencial da Utilização do Resíduo da Rolagem de Pedras Semipreciosas na Estabilização de Solos. In: IV Simpósio Brasileiro de Geossintéticos e V Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental, 2003, Porto Alegre. **Anais do IV Simpósio Brasileiro de Geossintéticos e V Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental**. 2003.

## ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA VELOCIDADE DE ROTAÇÃO DA PALHETA NA MEDIÇÃO DE PORO PRESSÃO

**Hortência Fontana**

Engenheira Civil – Centro Universitário UNIVATES

ttfontana@hotmail.com

**Emanuele Amanda Gauer**

Professora do curso de Engenharia Civil - Centro Universitário UNIVATES

eagauer@univates.br

**Resumo.** *O presente trabalho apresenta um estudo a respeito da influência da velocidade de rotação na geração de excesso de poro pressão em ensaio de palheta. Para isso, realizou-se um estudo teórico-prático, partindo da investigação bibliográfica dos efeitos de poro pressão em ensaios de piezocone, estruturando um programa experimental baseado em Gauer (2015) para investigação do comportamento da poro pressão nos ensaios de palheta em laboratório. Assim, foram ensaiadas duas misturas de caulim-bentonita: uma com teor de umidade de 130% (Mistura A) e outra de 160% (Mistura B) aplicando-se cinco velocidades de rotação da palheta: 0,68°/min, 5,4°/min, 180°/min, 360°/min e 1800°/min. Sendo que, os ensaios realizados demonstram relação entre a velocidade de rotação aplicada e o excesso de poro pressão gerado. As menores velocidades implicaram em uma maior amplitude de variação da poro pressão, enquanto que as maiores velocidades registraram menor amplitude entre ganho e dissipação de poro pressão.*

**Palavras-chave:** *Investigação geotécnica. Pressão Neutra. Solos argilosos.*

### 1. INTRODUÇÃO

O ensaio de palheta é um método aplicado para obtenção do parâmetro de resistência de argilas moles em condições não drenadas, permitindo conhecer o subsolo através da tensão cisalhante necessária para rotação da palheta no solo. Ele é largamente empregado por ser de fácil execução e de baixo custo. As informações obtidas a partir desse método permitem o conhecimento de terrenos argilosos antes da implantação de um empreendimento.

Estudos anteriores confirmam que os resultados encontrados para a resistência não drenada podem ser influenciados por diferentes fatores relacionados à concepção e execução do método, tais como diâmetro da palheta, velocidade de rotação da palheta condições de drenagem, entre outros. Assim, o presente trabalho destinou-se à investigação do efeito do excesso de poro pressão gerado durante a realização do ensaio com diferentes velocidades.

Dessa maneira, a presente pesquisa aplicou parte do programa experimental de Gauer (2015) para analisar a influência da velocidade no excesso de poro pressão gerado em duas diferentes amostras de solo, verificando tal comportamento para cinco velocidades de rotação da palheta. Sendo que, para isso foi acoplado um transdutor de pressão à palheta.

## 2. REFERENCIAL TEÓRICO

A avaliação da poro pressão é uma prática habitual nos ensaios de piezocone, conhecidos internacionalmente como Piezocone Penetration Test (CPTU), que são realizados em solos argilosos em condição não drenada, solos arenosos drenados ou mesmo solos siltosos parcialmente drenados, essas características irão depender do coeficiente de adensamento ( $C_v$ ) de cada um dos materiais (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012).

Para esses ensaios, é utilizado um sistema automático que registra resistência real ( $q_t$ ), razão de atrito ( $R_f$ ), poro pressão neutra ( $u_0$ ), poro pressão ( $u$ ) e  $B_q$ . Sendo  $B_q$  determinado através da seguinte equação:

$$B_q = \frac{(u_2 - u_0)}{(q_t - \sigma_{vo})}$$

O princípio amplamente estudado é que a resistência do solo aumenta à medida que o excesso de poro pressão diminui. Isso se dá pela basicamente pela variação da velocidade de penetração do cone no solo.

Randolph e Hope (2004) avaliaram a transição entre as faixas drenadas, parcialmente drenadas e não drenadas, através da análise dos gráficos de resistência e poro pressão em função da velocidade de penetração do piezocone. Os resultados encontrados para esses ensaios são representados pelas Figuras 1 e 2. É possível observar na Fig. 1 os valores de poro pressão normalizados (poro pressão/poro pressão máxima) em função da velocidade de penetração do cone, comparando também aos resultados encontrados por Baligh (1981) para a posição  $u_1$ , na ponta do cone.

Dessa forma, é possível compreender que as medidas na posição  $u_1$  são mais sensíveis que as da posição  $u_2$  (entre a ponta e a luva do cone). Sendo recomendada a aplicação da posição  $u_1$  para situações que requeiram uma identificação detalhada das alterações no tipo

de solo, enquanto que na posição  $u_2$  podem-se deduzir com maior facilidade os coeficientes de adensamento das camadas de solo (RANDOLPH E HOPE, 2004).

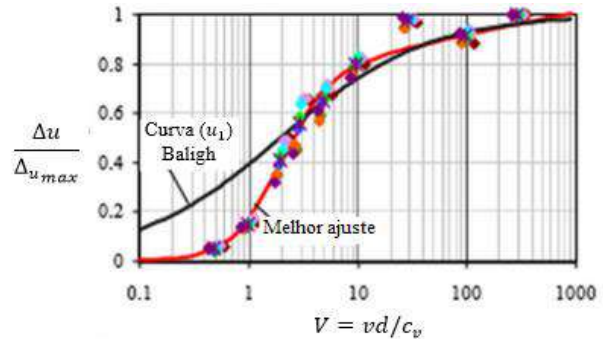


Figura 1 – Excesso de poro pressão normalizada em função da velocidade de penetração (Randolph e Hope, 2004)

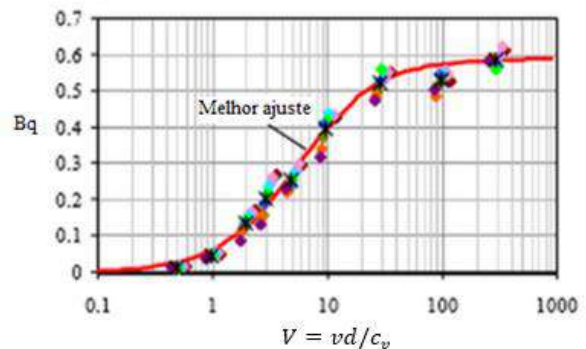


Figura 2 – Variação do excesso de poro pressão (Randolph e Hope, 2004)

Schnaid et. al. (2005) sugeriram a avaliação do excesso de poro pressão gerado durante a penetração em duas misturas de solo: uma de caulim e outra de argila. Assim, aplicou duas velocidades de carregamento (3 mm/s e 0,3 mm/s), registrando a magnitude do excesso de poro pressão gerado durante a penetração do cone nas amostras de solo. Através desses dados foi possível estabelecer e confirmar a relação entre as condições de drenagem e a variação de  $\Delta u/u_0$ . Sendo que, a transição entre a condição drenada para parcialmente drenada ocorreu para  $V$  próximo de  $10^{-3}$ , e de parcialmente drenada para não

drenada V para valor de aproximadamente 100.

Conforme observado nos estudos realizados para verificação do excesso de poro pressão gerado durante os ensaios de cone e piezocone, fica visível a influência desse fator na determinação do parâmetro de resistência não drenada do solo.

Em ensaios de palheta é observado um comportamento semelhante. Gauer (2015) observou através de ensaios de palheta que há uma redução na resistência com o aumento da velocidade de rotação da palheta. Ou seja, a baixas velocidades de cisalhamento o solo está em condição drenada e a poro pressão é dissipada, havendo um aumento nas tensões efetivas durante a fase de cisalhamento. Em contrapartida, os ensaios a altas velocidades de cisalhamento, sob condições não drenadas, a poro pressão não é dissipada, apresentando valores mais realistas de resistência não drenada.

Entretanto, nos ensaios de palheta esses efeitos da poro pressão ao longo do ensaio não foram medidos e avaliados em estudos até o momento. Assim, não é possível identificar uma proporcionalidade entre os parâmetros de velocidade, resistência não drenada do solo e poro pressão.

A partir de um estudo desenvolvido por Blight (1968) com rejeitos de minério de ouro, foi investigado o tempo necessário para dissipação da poro pressão proveniente da inserção das palhetas. A pesquisa foi desenvolvida através de ensaios de palheta *in situ*, sob condições não drenadas, utilizando palhetas de dimensões 30x60 mm 60x120 mm e 45x90 mm. A hipótese inicial explicava que as poro pressões seguem uma sequência: primeiro o deslocamento do solo pelas lâminas da palheta ajusta a poro pressão e depois excessos de poro pressão surgem com a rotação da palheta.

Durante a realização dos ensaios foram aplicados diferentes variações de tempo entre

a inserção da palheta e o início do cisalhamento. Um tempo arbitrário de um minuto foi utilizado para a etapa de cisalhamento de todas as amostras. Tempos de intervalo de 1 a 60 minutos demonstraram efeitos significativos sobre os valores da tensão de cisalhamento do solo.

Através dos resultados determinou-se que todos os acréscimos de poro pressão foram dissipados antes do início da rotação da palheta, o excesso de poro pressão é uniforme na área que corresponde à esfera de influência (circundante à superfície de rotação da palheta), a poro pressão sobre a superfície da esfera de influência é igual à poro pressão hidrostática em todos os momentos e se as condições não drenadas fossem mantidas na esfera de influência, o excesso de poro pressão aumentaria uniformemente até alcançar o valor de  $u_0$  em que o solo rompe.

Morris e Williams (2000) abordaram a temática quando contestaram a hipótese apresentada por Blight (1968), que afirmava que o excesso de poro pressão devido à inserção da palheta no solo é alto e não se dissipa e também de que não há variação de resistência não drenada em virtude do tempo transcorrido entre a inserção da palheta e o início do ensaio. De acordo com eles, o efeito de inserção da palheta é o principal fator de influência sobre a resistência não drenada. Hoje a norma brasileira já confirma a hipótese dos autores, determinando tempo entre a inserção da palheta e o início do ensaio.

### 3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Para esse estudo, foram utilizadas amostras de solo remoldadas para realização de ensaios em laboratório. As amostras utilizadas foram compostas por caulim-bentonita com 130 e 160% de umidade. Essas definições foram aplicadas, reproduzindo-se a pesquisa de Gauer (2015) que explica que misturas de caulim-bentonita semelhantes

foram utilizadas por Jung (2012) para simular a condição de argila típica de leito marinho brasileiro, inicialmente composta por 80% de caulim e 20% de bentonita.

Considerando-se a utilização dos mesmos lotes de materiais empregados e ensaiados em laboratório por Gauer (2015) em seu estudo, a presente pesquisa adotou os mesmos valores para as características geotécnicas dos materiais. Sendo assim, o peso específico real dos grãos adotado foi de 26,8 kN/m<sup>3</sup>.

A distribuição granulométrica do caulim, da bentonita e da mistura caulim-bentonita é apresentada na Figura 3.

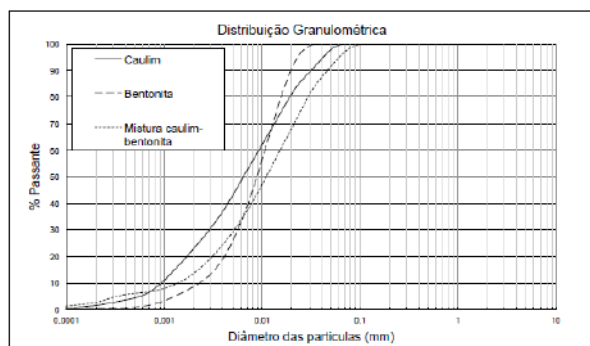


Figura 3 – Distribuição granulométrica do caulim, da bentonita e da mistura caulim-bentonita (Gauer, 2015)

A determinação do parâmetro de compressibilidade ocorreu através do ensaio de adensamento, para as duas misturas, conforme observa-se nas Tabelas 2 e 3:

Tabela 2 – Resultados dos ensaios de adensamento da mistura de umidade 130% (Adaptado de Gauer, 2015)

Ensaio	$w_i$ (%)	$e_0$	$c_c$	$c_v$ (cm <sup>2</sup> /s)
01	131,33	3,47	1,05	8,1E-05
02	129,02	3,42	1,18	6,6E-05
03	129,45	3,43	1,06	1,2E-04

Tabela 3 – Resultados dos ensaios de adensamento da mistura de umidade 160% (Adaptado de Gauer, 2015)

Ensaio	$w_i$ (%)	$e_0$	$c_c$	$c_v$ (cm <sup>2</sup> /s)
01	163,23	4,09	1,01	7,1E-05
02	156,48	3,95	1,24	6,2E-05
03	160,31	4,03	1,12	8,0E-05

Os limites de consistência foram encontrados a partir da realização dos procedimentos estabelecidos pelas NBR 6459 (ABNT, 1984) e 7180 (ABNT, 1984), estando seus resultados resumidos na Tabela 4.

Tabela 4 – Limites de consistência da mistura

Mistura Caulim-bentonita	
Limite de Liquidez	73
Limite de Plasticidade	36
Índice de Plasticidade	37

Observando o programa experimental de Gauer (2015), optou-se pela aplicação de cinco diferentes velocidades em ensaios de palheta com 40 mm de diâmetro: 0,68°/min, 5,4°/min 180°/min, 360°/min e 1800°/min. Essas velocidades foram selecionadas de maneira que tornasse possível observar o comportamento sob condições não drenadas, considerando as limitações do equipamento para aplicar a velocidade mínima de 0,68°/min e a possibilidade de influência de efeitos dinâmicos para velocidades superiores a 1000°/min.

Para organização desse trabalho, a mistura com 130% de umidade foi denominada como A e a mistura com 160% de umidade foi identificada por B, conforme apresenta a Tabela 5.



Tabela 5 – Programa experimental

Velocidade (%/min)	Mistura caulim+bentonita	
	130% umidade	160% umidade
0,68	A01	B01
5,4	A02	B02
180	A03	B03
360	A04	B04
1800	A05	B05

Os procedimentos realizados para o preparo das misturas foram os seguintes: inicialmente eram pesados cada um dos materiais para respeitar a proporção, em seguida o caulim e a bentonita eram misturados e depois adicionava-se água na quantidade necessária para alcançar a umidade estabelecida pelo programa experimental. Para realizar a mistura entre os solos e a água foi utilizada uma betoneira, tendo o cuidado para que ao final a mistura estivesse homogênea. Feito isso, era feita a acomodação do material em um molde cilíndrico, coletadas três amostras para realizar o controle de umidade e adicionada uma lâmina de água sobre a mistura.

Após 24 horas de repouso, eram realizados os ensaios na amostra. Foram executados cinco perfurações no solo remoldado, garantindo as características estabelecidas pela norma americana ASTM D 4648M-10 (ASTM, 2010), que determina que as amostras tenham diâmetro suficiente para garantir no mínimo dois diâmetros da palheta entre todos os pontos de circunferência da superfície de ruptura e a borda da amostra

O equipamento utilizado para realização dos ensaios foi de fabricação da Via Test, automatizado para aplicação de diferentes velocidades de rotação por Gauer (2010), considerando-se o padrão recomendado pela norma americana ASTM D 2573-08 (ASTM, 2008). A obtenção dos dados de poro pressão, foi realizada através da fixação do transdutor de pressão *Model F*, produzido e comercializado pela *Honeywell*, que ficava

encaixado em uma placa metálica perfurada, centralizada e uma das hastes da palheta (Fig. 4) e cujo registro dos dados era realizado através de uma placa Arduino.



Figura 4 – Palheta de 40mm com transdutor de pressão acoplado

#### 4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Seguindo o programa experimental proposto por esse trabalho, foram realizados 15 ensaios para cada uma das misturas. Sendo três para cada uma das velocidades de ensaio empregadas. Uma análise conjunta dos resultados de poro pressão e torque obtidos pelos ensaios será apresentada a seguir, plotando curvas destes dois parâmetros em um gráfico, para cada uma das velocidades e misturas aplicadas pelo programa experimental. Dessa maneira, as linhas contínuas representarão a poro pressão e as linhas pontilhadas o torque.

A construção dos dados que serão apresentados na sequência considerou o excesso de poro pressão gerada ao longo do ensaio. Dessa maneira, foi calculada a diferença entre os valores de poro pressão obtidos, descontando-se a leitura inicial, registrada em 0°.

Os valores de poro pressão que assumem valores negativos nas representações, nesta situação, não possuem relação com efeito de sucção. Já que, os ensaios foram realizados com amostras remoldadas e ocorreram completamente em condições não drenadas,

permitindo-se considerar o solo como saturado. Além disso, todos os ensaios ocorreram sob pressão atmosférica, sendo desconsiderados os efeitos de variação da pressão.

Neste trabalho, os valores de poro pressão representam a variação decorrente da realização do ensaio, descontando-se a leitura no momento inicial e tornando visível o efeito de acréscimo e dissipação decorrente ao longo do período de rotação da palheta. Sendo que, os decréscimos serão considerados como efeitos de dissipação da poro pressão.

Assim, os primeiros ensaios foram realizados utilizando-se a velocidade de 0,68°/min. Nesta situação foram encontrados os resultados agrupados na Fig. 5. Dessa forma, ficou nítida uma disparidade entre as curvas, indicando que para cada um dos ensaios ocorreu um acréscimo de poro pressão até 6° e a partir disso, houve um comportamento distinto. Nos ensaios A01(1) e A01(2) houve um decréscimo durante 5°, retornando o crescimento após 11°. Os pontos máximos de poro pressão para esses casos ocorreram em 19,3° e 15,72° respectivamente, chegando a  $1,9 \cdot 10^{-3}$  kPa para o segundo ensaio. Em contrapartida, em A01(3) o acréscimo de poro pressão permaneceu durante todo o período de ensaio, alcançando valor máximo em  $3,1 \cdot 10^{-3}$  kPa em 19,8°.

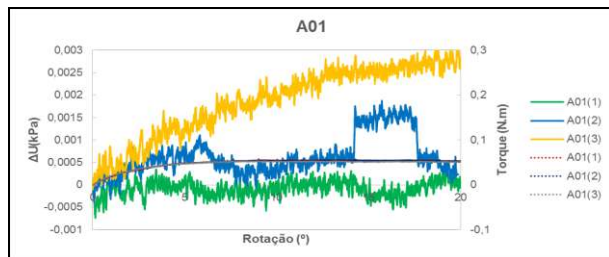


Figura 5 – Excesso de poro pressão e torque nos ensaios de velocidade 0,68°/min na Mistura A

A partir disso, é possível observar que no ponto onde foi registrado o torque máximo, 14°, a poro pressão apresentou valores

distintos:  $3,8 \cdot 10^{-5}$  kPa em A01(1),  $1,6 \cdot 10^{-3}$  kPa em A01(2) e  $2,4 \cdot 10^{-3}$  kPa em A01(3). Entretanto, entre 7 e 14° os ensaios A01(1) e A02(2) demonstraram pequena variação de poro pressão, apresentando estabilidade em seus resultados até a ruptura do solo. Destacando-se também que os maiores excessos de poro pressão foram registrados após a ruptura do solo.

Os resultados encontrados para os ensaios realizados a 5,4°/min apresentaram concordância nos valores de variação de poro pressão até 5°, pois em todos os casos ocorreu crescimento até este ângulo. Após isso em dois dos três casos apresentados: A02(2) e A02(3) foram observados comportamentos semelhantes, Fig. 6, com crescimento e estabilização a partir de 7°. Apesar disso, os valores de poro pressão máximo registrados foram de  $9,9 \cdot 10^{-4}$  e  $3,5 \cdot 10^{-4}$  kPa, respectivamente. O ensaio A02(1) demonstrou pico em  $4,4 \cdot 10^{-4}$  kPa em 7,3°, ocorrendo decréscimo após este instante e alcançando valores negativos de até  $-1,1 \cdot 10^{-3}$  kPa em 15,8°.

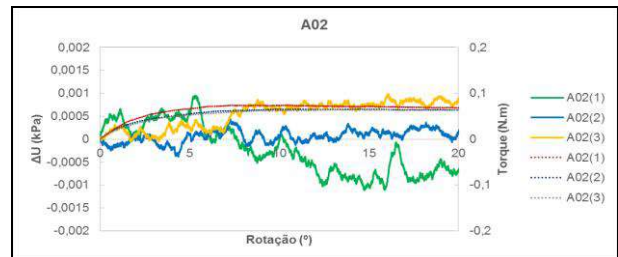


Figura 6 – Excesso de poro pressão e torque nos ensaios de velocidade 5,4°/min na Mistura A

Nesse caso, o ângulo onde registrou-se torque máximo não corresponde ao ângulo em que foram alcançados os valores máximos de excesso de poro pressão. Para o ângulo de ruptura do solo, os valores de excesso de poro pressão correspondem a:  $-2,6 \cdot 10^{-3}$  kPa,  $1,4 \cdot 10^{-4}$  kPa e  $6,4 \cdot 10^{-4}$  kPa, demonstrando disparidade entre os resultados. Entretanto, valores próximos de 0 kPa foram registrados

próximos de  $7^\circ$  para os três ensaios. Também, a partir de  $7^\circ$  os ensaios A02(1) e A02(2) apresentaram estabilização da poro pressão.

Para a Mistura A, os ensaios de palheta realizados a  $180^\circ/\text{min}$  são apresentados na Fig. 7. Em linhas gerais, houve um acréscimo de poro pressão até alcançar aproximadamente  $1,5 \cdot 10^{-3}$  kPa. A partir disso, os três ensaios registraram redução de poro pressão. Sendo que, somente A03(3) obteve resultados negativos. Após  $12^\circ$  de rotação, os três casos representaram aumento com picos próximos de  $16^\circ$ , quando A03(1) e A03(3) alcançaram valores próximos daqueles registrados em  $6^\circ$ .

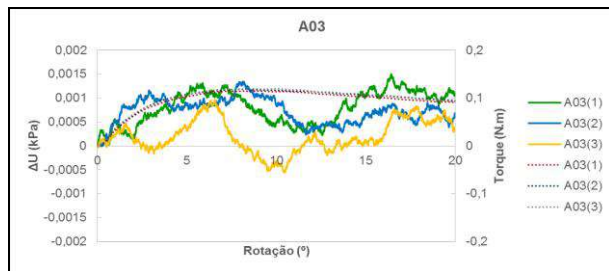


Figura 7 – Excesso de poro pressão e torque nos ensaios de velocidade  $180^\circ/\text{min}$  na Mistura A

Para esse caso, o torque máximo foi registrado em torno de  $8^\circ$ , neste ângulo o excesso de poro pressão registrado alcançou valores de aproximadamente  $1,0 \cdot 10^{-3}$  kPa para as três situações apresentadas, dissipando até  $12^\circ$  e alcançando novos picos próximos de  $17^\circ$ . Sendo assim, observa-se uma repetibilidade no comportamento dos ensaios, estabelecendo relação entre os valores máximos de poro pressão e torque. Da mesma maneira, a amplitude de variação da poro pressão foi de  $1,5 \cdot 10^{-3}$  kPa.

Os ensaios realizados à velocidade de  $360^\circ/\text{min}$ , Fig. 8, apresentam valores de variação de poro pressão máxima variando entre  $9,9 \cdot 10^{-4}$  e  $4,7 \cdot 10^{-4}$  kPa. Para o ensaio A04(1) este pico foi alcançado a  $8^\circ$ , enquanto que para os ensaios A04(2) e A04(3) ocorreu em torno de  $10^\circ$ .

Apesar dessa compatibilidade entre os ângulos que apresentaram poro pressão máxima, o comportamento ao longo dos dois ensaios teve características específicas: em A04(2) ocorreram registros de poro pressão negativa até  $7^\circ$ , demonstrando crescimento até  $11^\circ$  e decaindo novamente após este momento; em A04(3) o acréscimo de poro pressão aconteceu até os  $15^\circ$ . Além disso, em A04(1) o ensaio apresentou taxa de crescimento constante até alcançar  $8^\circ$ , decaindo até  $15^\circ$  e retomando o crescimento em amplitude menor após esse instante.

Para estes ensaios, o valor máximo de variação de poro pressão ocorreu em  $8^\circ$ ,  $12^\circ$  e  $10^\circ$ , chegando a valores de até  $9,5 \cdot 10^{-4}$  kPa encontrando-se próximos do ângulo de ruptura do solo. Entretanto, após esse momento todos os ensaios demonstraram dissipação de poro pressão, alcançando valores próximos de 0 kPa em  $20^\circ$ . Além disso, a variação de poro pressão foi de aproximadamente  $1,0 \cdot 10^{-3}$  kPa para os três ensaios realizados.

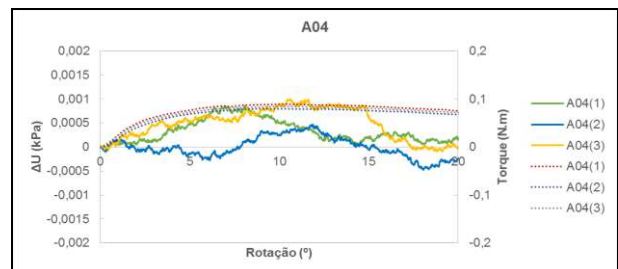


Figura 8 – Excesso de poro pressão e torque nos ensaios de velocidade  $360^\circ/\text{min}$  na Mistura A

Para os ensaios realizados na velocidade de  $1800^\circ/\text{min}$ , representados na Fig. 9, o valor máximo de poro pressão registrado ocorreu no ensaio A05(3), chegando a  $3,3 \cdot 10^{-4}$  kPa em  $9,81^\circ$ . Em A05(1) e A05(2) os valores máximos registrados foram de grandeza negativa, próximos de  $10^\circ$ . Sendo assim, o comportamento observado nos ensaios foi de que o excesso de poro pressão aumenta até  $10^\circ$  para todas as situações. Entretanto, após esse

momento cada uma das curvas possui comportamento próprio, não apresentando repetibilidade ou concordância entre seus resultados.

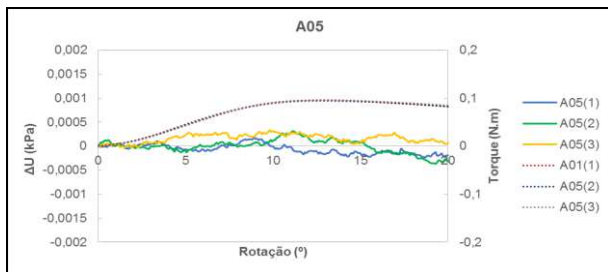


Figura 9 – Excesso de poro pressão e torque nos ensaios de velocidade 1800°/min na Mistura A

Os ensaios realizados com essa velocidade alcançaram uma amplitude de até  $5,0 \cdot 10^{-4}$  kPa, ou seja, a variação de poro pressão para este caso foi correspondente à metade dos ensaios A04. Em A05, os valores máximos de variação da poro pressão foram alcançados antes mesmo da ruptura do solo, alcançando valores de até  $3,1 \cdot 10^{-3}$  kPa. Diferentemente dos ensaios realizados com velocidades inferiores, neste caso a variação de pequena amplitude permaneceu próxima do eixo x, indicando uma estabilidade na poro pressão.

Os ensaios realizados com velocidade de 0,68°/min, na Mistura B, demonstraram comportamento não repetitivo, conforme observa-se na Fig. 10, alcançando valores máximos em ângulos distintos e alcançando diferentes resultados:  $6,1 \cdot 10^{-4}$  kPa,  $2,9 \cdot 10^{-4}$  kPa e  $7,1 \cdot 10^{-4}$  kPa respectivamente. Em B01(1) e B01(2) os valores alcançaram valores negativos desde o início do ensaio, enquanto B01(3) demonstrou decréscimo de poro pressão chegando a valores negativos a partir de 5°, alcançando  $-6,3 \cdot 10^{-4}$  kPa em 13,1° e mantendo comportamento cíclico até 10° e continuando com valores negativos a partir desse momento.

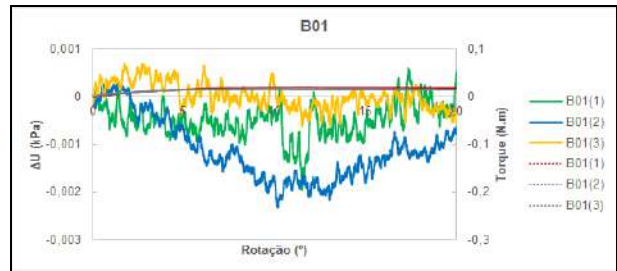


Figura 10 – Excesso de poro pressão e torque nos ensaios de velocidade 0,68°/min na Mistura B

A sequência de ensaios B01, não apresentou relação entre o ângulo de ruptura do solo e o maior registro de excesso de poro pressão, conforme visualiza-se na Fig. 9. Neste ponto os valores de poro pressão alcançaram valores negativos para os três ensaios realizados.

Da mesma maneira, o excesso de poro pressão alcançou diferentes amplitudes para cada um dos casos e atingiu valores máximos em diferentes ângulos: 17,36° em B01(1), 1,40° em B01(2) e 1,75° em B01(3). Entretanto, as curvas que representavam os ensaios B01(1) e B01(3) demonstraram proximidade em seus resultados, coincidindo os pontos de acréscimo e dissipação de poro pressão. Diferentemente do ensaio B01(2) em que a poro pressão foi negativa a partir de 2°, permanecendo com esse comportamento até o final do ensaio, em 20°.

A Figura 11 representa os resultados de excesso de poro pressão ao longo do ângulo de rotação para os ensaios realizados com velocidade de rotação da palheta igual a 5,4°/min. Em linhas gerais, o comportamento observado apresenta repetibilidade, apresentando comportamento cíclico e baixa dispersão de valores entre os ensaios, cerca de 7%. Entretanto, em B02(1) a variação ocorreu em torno do eixo x, enquanto que B02(2) e B02(3) apresentaram valores inferiores, predominantemente negativos. Nessa situação, o maior acréscimo de poro pressão ocorreu no ensaio B02(1), chegando a  $9,5 \cdot 10^{-4}$  kPa em 9°



e o menor foi registrado durante o ensaio A02(3) alcançando valor de  $-1,2 \cdot 10^{-3}$  kPa em  $12,4^\circ$ .

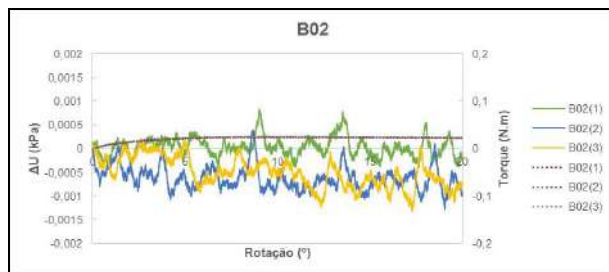


Figura 11 – Excesso de poro pressão e torque nos ensaios de velocidade  $5,4^\circ/\text{min}$  na Mistura B

Para este caso a variação de poro pressão alcançou valores máximos próximos do ângulo de ruptura do solo, em  $8^\circ$ . Esses valores máximos variaram entre  $3,5 \cdot 10^{-4}$  e  $9,5 \cdot 10^{-4}$  kPa. Sendo que, a amplitude alcançada pelo excesso de poro pressão foi de  $4,0 \cdot 10^{-4}$  kPa.

Além disso, o comportamento cíclico dos três ensaios demonstrou acréscimo e dissipação de poro pressão em intervalos de  $5^\circ$ . Sendo que, o primeiro ensaio manteve esta variação próxima do eixo x, demonstrando certa estabilidade entre a poro pressão estática e a registrada. Em contrapartida, nos ensaios A02(2) e A02(3) houve maior dissipação de poro pressão.

Os ensaios realizados com velocidade de  $180^\circ/\text{min}$  são apresentados na Fig. 12. Neste caso o comportamento inicial dos ensaios ocorre de maneira distinta um do outro. Durante os primeiros  $8^\circ$  foram registrados acréscimos e decréscimos de poro pressão. A partir disso, os ensaios B03(1) e B03(2) permaneceram com este comportamento até  $18^\circ$ , chegando a valores máximos de  $1,2 \cdot 10^{-3}$  kPa e  $3,2 \cdot 10^{-3}$  kPa enquanto que B03(3) teve uma redução, chegando a valores negativos de até  $-5,6 \cdot 10^{-3}$  kPa. Todos os ensaios demonstraram uma redução de variação

próxima do ângulo de  $18^\circ$ , com registros cíclicos de pequena amplitude.

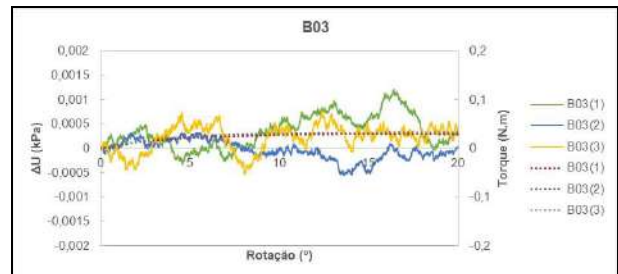


Figura 12 - Excesso de poro pressão e torque nos ensaios de velocidade  $180^\circ/\text{min}$  na Mistura B

O torque máximo foi registrado durante a sequência de ensaios B03 foi próximo de  $15^\circ$ , ponto em que o excesso de poro pressão representou dissipação durante os ensaios, conforme observa-se na Fig. 12. Neste ponto foram registrados valores distintos, sendo eles positivos para os ensaios B03(1) e B03(3). Os maiores excessos de poro pressão foram registrados antes da ruptura do solo em B03(2) e B03(3), enquanto que B03(1) apresentou pico em  $16,4^\circ$ . Apesar disso, observa-se que a amplitude alcançada pela variação de poro pressão permaneceu entre  $2,0 \cdot 10^{-4}$  e  $3,0 \cdot 10^{-4}$  kPa para os três ensaios realizados, demonstrando pequena dispersão dos resultados.

Na Mistura B, os ensaios realizados com velocidade de rotação da palheta de  $360^\circ/\text{min}$  indicaram repetibilidade de comportamento, conforme apresenta a Fig. 13. Para os três casos representados, os maiores acréscimos de poro pressão ocorreram em torno de  $15^\circ$ , variando entre  $3,6 \cdot 10^{-4}$  kPa e  $8,8 \cdot 10^{-4}$  kPa. Da mesma maneira, demonstraram pequenos acréscimos até  $10^\circ$ , quando a poro pressão chegou a valores nulos. A partir disso, reestabeleceu-se a adição de poro pressão à medida em que ocorria rotação da palheta até  $15^\circ$  e decaindo novamente após esse momento. Os três ensaios registraram valores de poro pressão negativos, correspondendo a

$3,0 \cdot 10^{-4}$  kPa,  $1,4 \cdot 10^{-4}$  kPa e  $4,0 \cdot 10^{-4}$  kPa em diferentes ângulos.

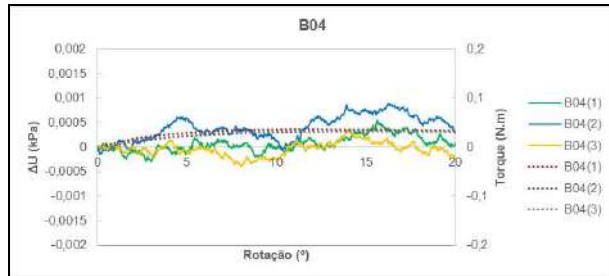


Figura 13 – Excesso de poro pressão e torque nos ensaios de velocidade  $360^\circ/\text{min}$  na Mistura B

A série de ensaios B04, indica a repetibilidade do comportamento do excesso de poro pressão, já que todos os ensaios apresentam crescimento durante os primeiros  $10^\circ$ , até alcançar valores nulos e retomar o acréscimo.

Além disso, os ângulos de ruptura do solo para cada um dos ensaios ficam próximos dos valores máximos registrados para a poro pressão, cerca de  $15^\circ$ . Sendo que, diferentemente dos ensaios realizados na sequência B03, a amplitude de variação da poro pressão caiu para  $1,0 \cdot 10^{-4}$  kPa nos ensaios B04(1) e B04(3), indicando menor dispersão entre os resultados dos ensaios.

O excesso de poro pressão gerado ao longo dos ensaios em que foi aplicada velocidade de  $1800^\circ/\text{min}$  são representados pela Fig. 14. Nesse caso, os ensaios B05(1) e B05(3) apresentaram comportamento semelhante, registrando valores positivos durante os ensaios, chegando a acréscimos máximos de  $2,4 \cdot 10^{-4}$  kPa e  $1,4 \cdot 10^{-4}$  kPa em torno de  $4^\circ$ . Em B05(2) a curva de poro pressão foi decrescente a partir de  $4^\circ$ , alcançando valores de até  $5,6 \cdot 10^{-4}$  kPa aos  $17,1^\circ$ .

O excesso de poro pressão se manteve praticamente constante durante os ensaios B05(1) e B05(3), enquanto que em B05(2) houve dissipação durante todo o período de

ensaio. Este comportamento fica visível ao observar-se que a variação de poro pressão durante o ensaio alcançou valor máximo de  $1,0 \cdot 10^{-4}$  kPa. Para os três ensaios realizados os maiores e menores excesso de poro pressão ocorreram antes mesmo da ruptura do solo, indicando não haver relação entre os dois parâmetros.

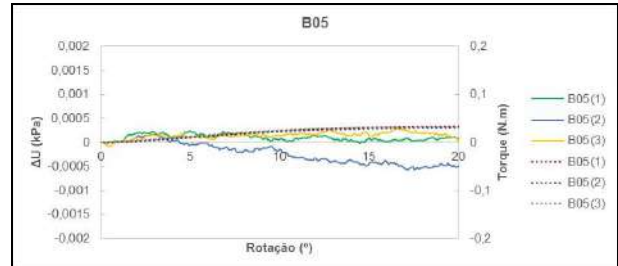


Figura 14 – Excesso de poro pressão e torque nos ensaios de velocidade  $1800^\circ/\text{min}$  na Mistura B

## 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Considerando-se a média de cada um dos conjuntos de ensaios, foi observado que a dissipação da poro pressão apresentou comportamentos peculiares para cada uma das velocidades de ensaio.

Nos ensaios realizados utilizando a Mistura A, o comportamento do excesso de poro pressão está apresentado na Fig. 15. Para este caso os valores foram predominantemente positivos para todas as velocidades de ensaio aplicadas. Ou seja, a partir das velocidade aplicada no ensaio foi possível observar ganho de poro pressão ao longo dos ensaios.





Figura 15 – Poro pressão média - Mistura A

Em contrapartida, os ensaios realizados na Mistura A apresentaram comportamento diferente dos registrados na Mistura B. Pois, conforme apresenta a Fig. 16, os ensaios realizados com velocidades de 0,68°/min e 5,4°/min, registraram predominantemente valores negativos, demonstrando dissipação de poro pressão. Sendo que, as sequências B03 e B04 mantiveram valores positivos durante os ensaios, caracterizando-se um aumento de poro pressão.

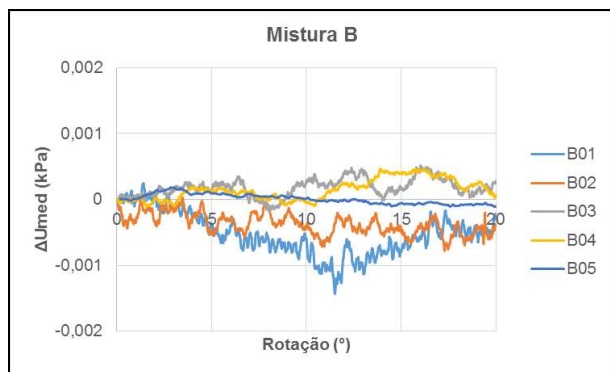


Figura 16 – Poro pressão média – Mistura B

A partir das médias apresentadas nas Fig. 15 e 16, observou-se que a amplitude alcançada pelo excesso de poro pressão é reduzida à medida em que a velocidade dos ensaios aumenta. A Fig. 17 apresenta as variações registradas durante os ensaios, considerando a soma dos maiores valores atingidos para acréscimo e dissipação de poro pressão. Assim, verifica-se que para as três maiores velocidades a Mistura A apresentou

menor variação de resultados se comparado aos ensaios da Mistura B. Da mesma maneira, a sequência de ensaios da Mistura A demonstrou menor variação para baixas velocidades (0,68 e 5,4°/min) se comparado às mesmas velocidades, quando aplicadas da Mistura A.

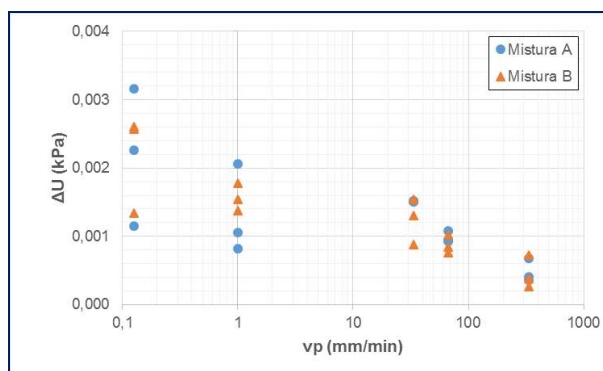


Figura 17 – Variação máxima de poro pressão para as diferentes velocidades aplicadas

Esses processos podem ser explicados em virtude dos diferentes teores de umidade empregados nas misturas de caulim-bentonita. A variação da quantidade de água presente junto ao solo garante que as amostras possuam diferentes configurações dos grãos, já que o índice de vazios de cada uma das amostras é diferente. Na Mistura A os vazios são preenchidos por água, e quando ensaiados por Gauer (2015) o coeficiente de adensamento foi de  $8,8 \cdot 10^{-5}$  cm<sup>2</sup>/s. Enquanto que, a Mistura B assumiu outra configuração, com coeficiente de adensamento de  $7,1 \cdot 10^{-5}$  cm<sup>2</sup>/s; ou seja, suas propriedades garantiam a ela maior deformabilidade. Esses efeitos foram observados durante os ensaios, permitindo-se visualizar um alcance de maiores valores de torque na Mistura A.

A partir disso, seria possível dizer que, para os ensaios realizados com a Mistura A, a menor deformabilidade do solo permitiu que a poro pressão tivesse menor variação durante os ensaios de maior velocidade. Uma vez que, com o giro da palheta, menor quantidade de água envolvia as partículas que eram movidas

pelo esforço da palheta. Entretanto, ao serem aplicadas velocidades de 0,68°/min e 5,4°/min manteve-se um maior índice de vazios que diante de adensamento influencia na permeabilidade e possibilita que a água percole entre os grãos do material. Dessa maneira, alcançando-se maior amplitude de variação de poro pressão.

Já na Mistura B, a tensão aplicada pelo giro da palheta favoreceu o movimento dos grãos em maior proporção, já que as partículas de solo estavam envoltas por um maior teor de umidade. Esse efeito está relacionando ao adensamento, pois ocorre uma tensão sobre o solo, que faz com que seja dissipada a poro pressão gerada. Assim, ao serem aplicadas as menores velocidades nessa amostra, a percolação da água entre os grãos de solo era reduzida, representando menores amplitudes de variação de poro pressão.

## 6. REFERÊNCIAS

AMERICAN SOCIETY OF TESTING AND MATERIALS. **D 2573 - Standard test method for field vane shear test in cohesive soil**, 2008.

AMERICAN SOCIETY OF TESTING AND MATERIALS. **D 4648M - Standard test method for laboratory miniature vane shear test for saturated fine-grained soil**, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10905: Solo – determinação do limite de liquidez**. Rio de Janeiro, 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10905: Solo – determinação do limite de plasticidade**. Rio de Janeiro, 1989.

BLIGHT, G. E. A note on field vane testing of silty soils. **Canadian Geotechnical Journal**. V. 5, No 3, p. 142-149, 1968.

GAUER, E. A. **Efeitos de velocidade em ensaio de palheta**. 2015. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2015.

HONEYWELL. **Model F - Honeywell Test and Measurement**. Disponível em: [https://measurementsensors.honeywell.com/ProductDocuments/Pressure/Model\\_F\\_Datasheet.pdf](https://measurementsensors.honeywell.com/ProductDocuments/Pressure/Model_F_Datasheet.pdf). Acesso em 12 mar. 2017.

MORRIS, P. H.; WILLIAMS, D. J. A revision of Blight's model of field vane testing. **Canadian Geotechnical Journal**. Vol. 37, pp. 1089-1098, 2000.

RANDOLPH, Mark.; HOPE, Simon. **Effect of cone velocity on cone resistance and excess pore pressures**. Proc. Int. Symp. On Engineering Practice and Performance of Soft Deposits, Osaka, 2004.

SCHNAID, Fernando. Geo-characterization and properties of natural soils by in situ tests. In: International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. **Anais...** Vol. 1 p. 3-47, Osaka: 2005.

SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2a ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

**PAVIMENTOS ECONÔMICOS: MISTURAS DE SOLO ARGILOSO  
LATERÍTICO DO NOROESTE DO RIO GRANDE DO SUL E  
AGREGADOS MIÚDOS**

**Anna P. S. Zappe**

Acadêmica do curso de Engenharia Civil, Bolsista PET, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ  
anna.zappe@hotmail.com

**Nicole D. Callai**

Acadêmica do curso de Engenharia Civil, Bolsista PET, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ  
nicole.callai@hotmail.com

**Gabriela A. Bragato**

Acadêmica do curso de Engenharia Civil, Bolsista PET, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ  
gabibragato16@hotmail.com

**Claudio L. Queiroz**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil, Bolsista PET, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ  
claudioqueiroz1@hotmail.com

**Leonardo B. de Mello**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil, Bolsista PET, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ  
leobrmello@hotmail.com

**Bruna T. Uhde**

Acadêmica do curso de Engenharia Civil, Bolsista PET, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ  
brunauhde@hotmail.com

**Carlos A. S. P. Wayhs**

Professor/Pesquisador dos cursos de Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ  
carlos.wayhs@unijui.edu.br

**Cesar A. Ruver**

Pesquisador colaborador dos cursos de Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Rio Grande do Sul - UNIJUÍ  
cesar.ruver@gmail.com

**Resumo.** *Percebe-se, além de interesse, uma necessidade muito grande em maiores investimentos em infraestrutura no país, principalmente no que diz respeito a mobilidade. Com o crescimento da demanda por uma melhor malha rodoviária, somado a escassez de recursos e com pensamento de sustentabilidade e responsabilidade social, surge, como objetivo da pesquisa, a busca por materiais alternativos que possam ser*

*utilizados para construção de bases e sub-bases de pavimentos econômicos. Baseando-se na metodologia proposta pelos pesquisadores Nogami e Villibor, opta-se pelo uso de misturas denominadas ALA contendo argila laterítica e agregados finos para uso nesses pavimentos. Os materiais finos utilizados em adição a argila laterítica comumente encontrada na região foram: areia natural, areia industrial e resíduo de construção civil. Foram realizadas análises de possibilidade de utilização dessas diferentes misturas em pavimentos locais sujeitos a baixo volume de tráfego, e complementarmente procura-se indicar as proporções ideais de materiais nas misturas.*

**Palavras-chave:** Pavimentos econômicos. Misturas ALA. Materiais alternativos.

## 1. INTRODUÇÃO

As estradas brasileiras têm grande importância no que tange o desenvolvimento das cidades, tanto econômica, quanto social e politicamente. Conforme Wayhs (2004), com recursos financeiros escassos, e a necessidade de melhor qualidade e condições das vias, a pavimentação de estradas com a utilização de materiais alternativos, mais abundantes e econômicos, torna-se cada vez mais necessária. Citado por Norback (2015) é perceptível a necessidade de encontrar alternativas a fim de pavimentar rodovias com baixo volume de tráfego. Oliveira (2000) acrescenta que o emprego de materiais regionais, mais econômicos, torna possível a pavimentação de muitas rodovias estaduais, o que propicia evolução econômica e integração de áreas rurais. Conforme Amaral (2015) o uso de materiais alternativos para bases e sub-bases de pavimentos, viabilizaria a construção rodoviária, especialmente a vicinal, fazendo

com que os governos pudessem pavimentar mais nossas estradas.

As estradas brasileiras em sua forma geral têm suas bases e sub-bases construídas, de forma mais abrangente, com brita graduada simples ou macadame hidráulico. São dois dos métodos utilizados com maior frequência, porém a eles são atribuídos alto custo financeiro e também ambiental, com exploração de grandes áreas e custo alto de transporte. Pensando em alternativas mais sustentáveis e responsáveis socialmente, surge a pesquisa por materiais alternativos e possibilidade de utilização do próprio solo encontrado nos locais das rodovias para uso em sua execução.

De acordo com Villibor e Nogami (2009) existem muitos solos lateríticos brasileiros no estado natural que não apresentam características apropriadas para emprego em bases de pavimentos, porém quando misturados entre si ou com areias, poderiam fornecer materiais adequados com comportamento semelhante a um solo arenoso fino laterítico, sabidamente consagrado como de ótima performance e utilizado com sucesso em muitas rodovias no país, especialmente no estado de São Paulo. Complementarmente, Couto (2009) apresenta em sua dissertação que no Rio Grande do Sul as condições climáticas são fatores limitantes e que praticamente inviabilizam a utilização dos solos lateríticos puros como bases de rodovias, pois o material exposto perde a resistência pela ação do tráfego e do aumento da umidade na mistura.

Baseando-se nos estudos e tecnologia proposta pelos pesquisadores Villibor e Nogami (2009) foi desenvolvido a partir do ano de 2012 o Projeto de Pesquisa institucional da UNIJUÍ “Estudo de Solo Argiloso Laterítico para Uso em Bases de Pavimentos Econômicos” dentro do Grupo de Pesquisa em Novos Materiais e Tecnologias para a Construção, registrado no Diretório

Geral de Grupos de Pesquisas do CNPQ, com objetivo de substituir bases convencionais por solos da região ou misturas com este.

O presente trabalho objetiva apresentar e analisar o comportamento do solo regional em misturas com finos para uso em bases e sub-bases de pavimentos econômicos.

Os materiais alternativos utilizados na pesquisa são areia natural, areia industrial e resíduo de construção civil moído. Desses, a areia natural utilizada é uma areia aluvial de graduação média a fina de baixo preço aquisitivo na região, procedente de Santa Maria, região central do estado. A areia industrial é produto da trituração de rochas, tendo grãos mais finos que pó de pedra, e procede de pedreira de Passo Fundo, sendo economicamente viável. Já o RCC (resíduo de construção civil) é classe A de acordo com resolução do CONAMA (2002) e procede da empresa RESICON, empresa sediada em Santa Rosa, especializada em processamento de resíduos da construção civil.

## 2. METODOLOGIA

A caracterização dos materiais consiste nos seguintes ensaios: análise granulométrica por sedimentação, limite de liquidez, limite de plasticidade, regidos respectivamente pelas normas da ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) 7181/84, 6459/84, 7180/84, e o preparo das amostras seguiu as especificações da 6457/86, todas recentemente revisadas no ano de 2016 pela ABNT.

As amostras ensaiadas e analisadas para facilitar o entendimento foram nomeadas ALA - Argila Laterítica com Areia (Norback, 2015), ALAI - Argila Laterítica com Areia Industrial (Amaral, 2015) e ALARCC - Argila Laterítica com Resíduo de Construção Civil (Buligon, 2015). As porcentagens seguiram o especificado por Villibor e Nogami (2009) com material fino em peso de 20%, 30% e 40% misturado com o solo retirado do

Campus da cidade de Ijuí da UNIJUI, resultando em nove composições diferentes. Os resultados das composições foram analisados levando em conta também resultados obtidos por Bernardi (2013).

As análises de desempenho e comportamento do solo foram realizadas a partir dos ensaios tradicionais de compactação do solo e Índice Suporte Califórnia descritos pelas normas da ABNT 7182/86 e 9895/87, também recentemente revisadas pela ABNT no ano de 2016.

O uso dos principais sistemas de classificação de solos, que levam em consideração a granulometria e características plásticas do solo, faz com que solos tipicamente tropicais tenham resultados que não condizem com o seu real desempenho. Por esse motivo, foram utilizados na pesquisa também alguns dos ensaios da metodologia MCT proposta por Villibor e Nogami (2009), desenvolvida no Brasil. Estes ensaios seguiram o preconizado nas seguintes as normativas do extinto Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER), atualmente DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura Terrestre): DNER-ME 228/94 e DNER-ME 256/94.

## 3. RESULTADOS E ANÁLISES

A seguir serão apresentados resultados dos ensaios e apresentar-se-ão análises sobre o uso das misturas em bases e sub-bases de pavimentos.

### 3.1 Análise granulométrica e consistência

O solo em estudo possui porcentagem de cerca de 95% de material passante na peneira nº 200 (0,075 mm), configurando-se uma granulometria extremamente fina. Já as areias utilizadas, tanto natural quanto industrial, e o RCC apresentaram uma granulometria bem característica de agregados miúdos, tendo

granulometria uniforme e pequena parte do material passante na peneira de 0,075 mm, respectivamente para areia natural, industrial e RCC moído os valores de LL, 20,43 e 25,79 % passantes conforme Fig. 1 a seguir. Pelo fato das misturas possuírem maior quantidade de solo do que areia se percebeu-se que as curvas apresentaram as mesmas tendências, apenas tendo uma queda na curva com o aumento da porcentagem de agregado, como esperado.

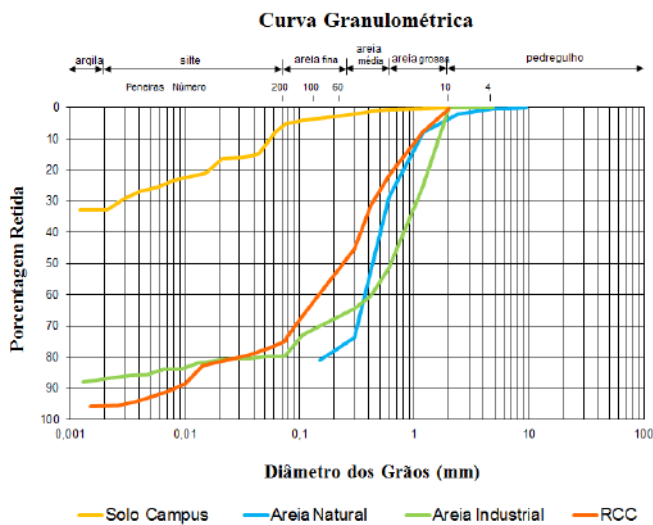


Figura 1. Granulometria dos Materiais

Na Tabela 1 estão apresentados os limites de consistência das misturas e materiais.

Tabela 1. Limites de Consistência.

Amostra	LL %	LP %	IP %
Solo Natural	65	39	26
ALA 20%	45	37	8
ALA 30%	49	39	10
ALA 40%	43	35	8
ALAI 20%	43	30	13
ALAI 30%	41	23	18
ALAI 40%	39	21	18
ALARCC 20%	49	27	22
ALARCC 30%	46	22	24
ALARCC 40%	46	26	20

Segundo especificação do DNIT-ES 141/2010 para bases estabilizadas granulometricamente, os valores de LL devem ser maiores ou iguais a 25%, parâmetro atendido por todas as amostras, e IP inferior a 6%, parâmetro não atendido por nenhuma amostra. Já para DNIT-ES 098/2007 para base estabilizada com utilização de solo laterítico, os valores de LL devem ser menores ou iguais a 40%, recomendação atendida apenas por ALAI 40%, e IP inferior ou igual 15%, indicação atendida pelas misturas tipo ALA e ALAI 20%.

### 3.2 Compactação

Os ensaios de compactação foram realizados utilizando três diferentes energias de compactação: Normal, Intermediária e Modificada.

De forma esperada, com a análise da compactação nas Tabelas 2, 3 e 4 é possível perceber uma tendência, na qual tem-se uma redução na umidade ótima ( $w_{ot}$ ) e um aumento do peso específico aparente seco máximo ( $\gamma_{dmax}$ ) conforme aumentam as energias de compactação e também com o aumento das quantidades de agregado fino nas misturas. Ressalta-se que não foram realizados ensaios de compactação para as misturas ALARC na energia normal.

Tabela 2. Compactação energia normal

Amostra	wot (%)	$\gamma_d$ máx (kN/m <sup>3</sup> )
Solo Natural	33,15	13,82
ALA 20%	23,50	15,60
ALA30%	22,50	16,00
ALA 40%	20,75	16,65
ALAI 20%	22,63	15,50
ALAI 30%	21,32	15,90
ALAI 40%	18,20	17,00
ALARCC 20%	-	-
ALARCC 30%	-	-
ALARCC 40%	-	-



Tabela 3. Compactação energia intermediária

Amostra	wot (%)	$\gamma_d$ máx (kN/m <sup>3</sup> )
Solo Natural	31,44	14,72
ALA 20%	23,00	16,60
ALA30%	21,00	17,00
ALA 40%	18,00	17,70
ALAI 20%	25,32	15,80
ALAI 30%	20,66	16,40
ALAI 40%	16,08	17,20
ALARCC 20%	25,53	15,70
ALARCC 30%	26,06	15,90
ALARCC 40%	23	16,4

Tabela 4. Compactação energia modificada

Amostra	wot (%)	$\gamma_d$ máx (kN/m <sup>3</sup> )
Solo Natural	27,83	15,32
ALA 20%	21,00	16,75
ALA30%	19,50	17,60
ALA 40%	17,00	18,40
ALAI 20%	22,89	17,10
ALAI 30%	19,90	17,80
ALAI 40%	17,67	18,00
ALARCC 20%	25,86	16,40
ALARCC 30%	22,15	16,90
ALARCC 40%	23,25	16,5

### 3.3 Índice Suporte Califórnia – ISC

A Tabela 5 expõe os valores delimitados de acordo com o disposto em DNIT (2006), para utilização de materiais nas camadas rodoviárias de subleito, reforço para subleito, sub-base e base, a partir dos ensaios de ISC (Índice Suporte Califórnia).

Para sub-base adicionalmente necessita-se que o material tenha o IG (Índice de Grupo) igual a zero, indicador da classificação de solos tradicional HRB/AASHTO (equivalente a federação nacional norte-americana de órgãos estaduais rodoviários), também conhecida como rodoviária.

Tabela 5. Limites DNIT (2006)

Camada	ISC	Expansão	Energia
Subleito	$\geq 2\%$	$\leq 2\%$	Normal
Reforço do Subleito	$>$ subleito	$\leq 1\%$	Normal
Sub-base	$\geq 20\%$	$\leq 1\%$	Intermed.
Base	$\geq 60$ a $80\%$	$\leq 0,5\%$	Modificada

Nas Figuras 2 e 3 apresentam-se os resultados do ensaio de ISC respectivamente para as energias intermediária e modificada para o solo natural e as misturas. Por problemas operacionais não se tem o resultado do ISC para a ALAI 40 % na energia intermediária.

Há uma tendência de aumento do ISC com o teor de agregado fino e com aumento da energia intermediária, em que pese alguns resultados inesperados possivelmente por algum erro na execução dos ensaios.

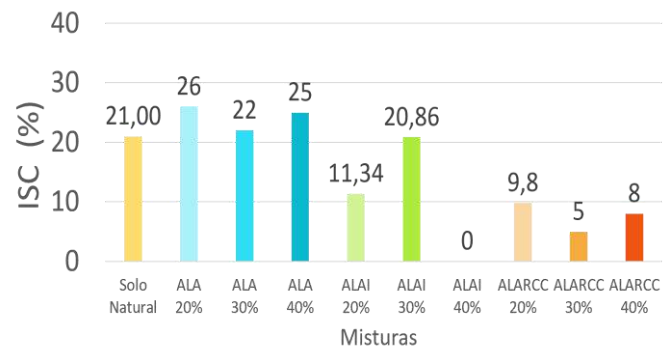


Figura 2. ISC Energia Intermediária

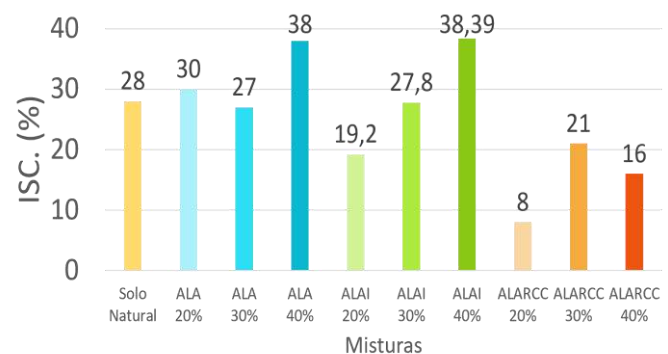


Figura 3. ISC Energia Modificada

Ainda na Tabela 6 indicam-se os valores das expansões nos sofridas por cada amostra nos ensaios de ISC.

Tabela 6. Expansão no ISC

e (%)		
Amostra	Int.	Mod.
Solo Natural	0,30	0,54
ALA 20%	0,41	0,46
ALA 30%	0,21	0,25
ALA 40%	0,17	0,33
ALAI 20%	0,98	0,20
ALAI 30%	0,43	0,35
ALAI 40%	-	0,51
ALARCC 20%	0,37	0,08
ALARCC 30%	0,17	0,07
ALARCC 40%	0,16	0,05

Comparando os resultados obtidos com os parâmetros estabelecidos em DNIT (2006), admite-se que o solo natural, as misturas tipo ALA, e a ALAI 30% poderiam ser utilizados para sub-base de pavimentos, apesar de que nenhum apresentou a condição de IG igual a zero, atendendo então parcialmente ao especificado, enquanto as demais não atendem os requisitos. Já em relação à utilização em bases, apesar de todas as misturas atenderem ao limite de expansão, nenhuma atende aos limites do ISC, indicando que por estas limitações o material não deveria ser utilizado nesta camada do pavimento.

Quanto as misturas ALARCC ocorreu uma grande variabilidade nos resultados, tendo atingido valores de ISC menores que o do solo natural, talvez por dificuldades no manuseio deste tipo de mistura e/ou eventualmente erros na execução dos ensaios. Oportunamente deverão ser repetidos estes ensaios de forma a dirimir as dúvidas executivas do ensaio.

### 3.4 Metodologia MCT

Segundo PUFAL (2015) são utilizadas para o desenvolvimento da metodologia MTC as normativas propostas e válidas atualmente pelo extinto Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER), atualmente incorporado ao Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT).

**Classificação MCT.** Realizada pelos ensaios M5 e M8, norteados respectivamente por DNER-ME 228-94 e DNER-ME 256/94. É caracterizada pelo uso de corpos de prova compactados em molde miniatura com altura e diâmetro de 50 mm, submetidos à compactação e perda de massa por imersão. Do ensaio são utilizados os resultados de  $c'$  (coeficiente angular, retirado da curva de deformabilidade) e  $e'$  [obtido através do valor da PI (perda de massa por imersão) e  $d'$  (corresponde ao coeficiente angular da curva de compactação de 16 golpes)], resultando nas classificações apresentadas no Fig. 4.

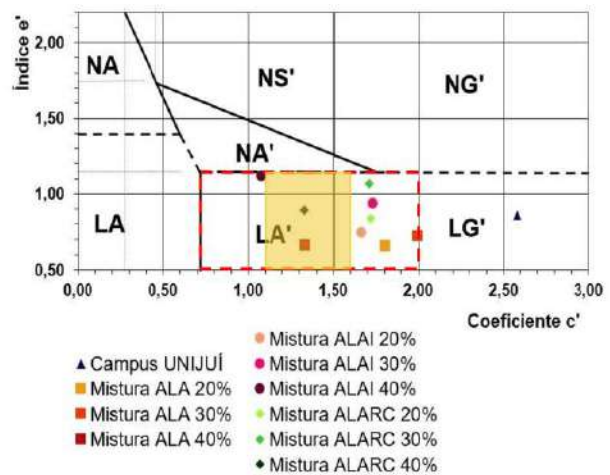


Figura 4. Classificação MCT das Amostras

Salienta-se que LG' define materiais constituídos de argilas e argilas arenosas, LA' solos arenosos que quando compactados mostram elevada capacidade de suporte e módulo de resiliência e serem pouco permeáveis e LA areias lateríticas.

Nota-se que o Solo Campus UNIJUÍ se localiza numa região do gráfico mais extrema da área LG' em relação as outras amostras, que em sua maioria se concentram na área do gráfico ainda classificada como LG', porém mais próximas da área LA'. E as misturas com teor de 40% de materiais finos se encontram classificados como LA'. De acordo com Villibor e Nogami (2009), todas as misturas estão localizadas na região satisfatória (pontilhado vermelho) e as misturas com teores de 40% de finos se apresentam na região considerada recomendada (área laranja) para utilização na pavimentação.

#### **4. CONSIDERAÇÕES FINAIS**

Nas análises dos resultados provenientes dos ensaios de compactação e ISC, tanto o solo natural quanto as misturas ALA e ALAI apresentaram desempenho esperado, mostrando resultados característicos de cada ensaio.

Já as misturas ALARCC mostram inconsistência nos valores resultantes, sem apontar padrão algum de comportamento, seja pelo aumento do teor de agregados finos ou pelo aumento das energias aplicadas nas compactações. Tal resultado pode ser atribuído por erro em ensaios, ou pela grande variedade de materiais que compõe o resíduo e podem causar variações no comportamento da mistura.

Através das classificações mais usualmente conhecidas, e pelas especificações do DNIT, com características conservadoras e tradicionais, tanto o solo natural quanto as misturas não seriam indicadas para construção de bases e sub-bases de pavimentos econômicos. Porém esses ensaios mais conservadores não levam em consideração características específicas dos solos tropicais.

Em contrapartida, a partir da classificação pela metodologia MCT, norteia-se segundo Villibor e Nogami (2009) que os usos das

misturas atendem a faixa satisfatória para utilização em pavimentos. Destaca-se principalmente as misturas com 40% em peso de material fino, pois encontram-se na faixa recomendada para utilização do material em pavimentos econômicos. Desta forma, são fortes os indícios de que analisando outras características dos materiais, eles podem sim apresentar bom desempenho quando utilizados nas camadas de bases e sub-bases de pavimentos.

Para dar prosseguimento às pesquisas, em busca de resultados mais completos e complexos, devem ser realizados os demais ensaios da Metodologia MCT, como M1 – Ensaio de Compactação Mini-Proctor, M2 – Ensaio Mini-CBR e expansão, M3 – Ensaio de contração, M4 – Ensaio de infiltrabilidade de permeabilidade, M6 – Ensaio de penetração de imprimadura betuminosa, M7 – Ensaio de Mini-CBR de campo (procedimento dinâmico), afim de buscar os reais desempenhos das misturas em sua aplicação nos pavimentos pelos seus comportamentos nos ensaios. E em finalizando as análises dos ensaios MCT, de forma exitosa seguir para estudo de trechos experimentais.

#### **4.1 Autorizações/Reconhecimento**

Os autores são responsáveis por garantir o direito de publicar todo o conteúdo de seu trabalho. E reconhecem ao MEC/SESu pela oportunidade de participação na pesquisa como bolsistas PET.

Salienta-se que todos os autores acadêmicos são bolsistas do Programa de Educação Tutorial – PET, do curso de Engenharia Civil da UNIJUI, e fazem parte da equipe do projeto de pesquisa citado na Introdução, orientados pelo Professor Carlos colaboração do Prof. Cesar, respectivamente os últimos dois autores.

### *Agradecimentos*

Ao Laboratório de Engenharia Civil da UNIJUI (LEC) e ao laboratorista Luiz Donato. Aos companheiros do Grupo PET e voluntários que participaram de toda a jornada de pesquisas com misturas ALA. À empresa RESICON, do Grupo Mattiazzi Construções da cidade de Santa Rosa – RS pela disponibilização do RCC utilizado e apoio a pesquisa.

### **4. REFERÊNCIAS**

ABNT, **NBR 6457**: amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986. 9p.

\_\_\_\_\_, **NBR 6459**: solo- determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984. 6p.

\_\_\_\_\_, **NBR 7180**: solo- determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984. 3p.

\_\_\_\_\_, **NBR 7181**: solo- análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984. 13p.

\_\_\_\_\_, **NBR 7182**: solo – ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 1986. 10p.

\_\_\_\_\_, **NBR 9895**: solo – índice de suporte Califórnia. Rio de Janeiro, 1986. 10p.

AMARAL, M. B. **Estudo da mistura ideal de solo argiloso laterítico do noroeste do estado do Rio Grande do Sul e areia industrial para uso em pavimentos econômicos**. 2015. Dissertação (Graduação em Engenharia Civil – Departamento de Ciências Exatas e Engenharias): Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí RS, 2015.

BERNARDI, C. **Estudo de solo laterítico do noroeste do estado do Rio Grande do Sul para uso em pavimentos econômicos**. 2013. Dissertação (Graduação em Engenharia Civil – Departamento de Ciências Exatas e Engenharias): Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí RS, 2013.

BULIGON, L. B. **Estudo de misturas de solo argiloso laterítico e resíduo de construção civil para uso em pavimentos econômicos**. 2015 Dissertação (Graduação em Engenharia Civil – Departamento de Ciências Exatas e Engenharias): Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí RS, 2015.

CONSELHO NACIONAL DE MEIO AMBIENTE - CONAMA. **Resolução nº 307 de 23 de janeiro de 1986**. Diário oficial da República Federativa do Brasil, Brasília, DF, 17 jul. 2002.

COUTO, J. B. **Estudo de misturas de solo-agregado em bases e sub-bases rodoviárias do Rio Grande do Sul: caracterização de laboratório e execução de trecho experimental**. 2009. Dissertação (Pós-Graduação em Engenharia Civil): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre RS, 2009.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de Pavimentação**. 3 ed. Rio de Janeiro, 2006. 247p.

\_\_\_\_\_. **DNIT-ES 098/2007**: pavimentação – base estabilizada granulometricamente com utilização de solo laterítico. Rio de Janeiro, 2007, 7p.

\_\_\_\_\_. **DNIT-ES 141/2010:** pavimentação – base estabilizada granulometricamente. Rio de Janeiro, 2010, 9p.

MT - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. (1994) **DNER-ME 228/94: Solos - compactação em equipamento miniatura**, 1. ed. Mato Grosso: DNER/DrDTc, 1994. 14 p.

\_\_\_\_\_. **DNER-ME 256/94: Solos compactados com equipamento miniatura - determinação da perda de massa por imersão**, 1. ed. Mato Grosso: DNER/DrDTc, 1994. 6 p.

NORBACK, C. **Estudo da mistura ideal de solo argiloso laterítico do noroeste do estado do Rio Grande do Sul e areia para uso em pavimentos econômicos**. 2015. Dissertação (Graduação em Engenharia Civil – Departamento de Ciências Exatas e Engenharias): Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí RS, 2015.

OLIVEIRA, J. F. **Materiais alternativos de pavimentação a necessidade de praticá-los**. Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem. UNP. Laboratório Central. 2000.

PUFAL, L. **Classificação de solos da região noroeste do estado do Rio Grande do Sul pela metodologia MCT**. 2015. Dissertação (Graduação em Engenharia Civil – Departamento de Ciências Exatas e Engenharias): Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí RS, 2015.

VILLIBOR, D. F; NOGAMI, J. S. **Pavimentos Econômicos: tecnologia do uso dos solos finos lateríticos**. São Paulo: Arte & Ciência, 2009. 291p.

WAYHS, C. A. S. P. **Estudo de materiais alternativos utilizados em pavimentação de baixo custo na região noroeste do Rio Grande do Sul**. 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre RS, 2004.

## **AValiação DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE MISTURAS ASFÁLTICAS A QUENTE EM UTILIZAÇÃO NO RIO GRANDE DO SUL**

**Cléber Faccin**

Mestrando em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM)  
crfaccin@gmail.com

**Sílvia Lisboa Schuster**

Mestrando em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM)  
silviolschuster@gmail.com

**Valdir dos Santos Barboza Junior**

Mestrando em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM)  
valdirbarbozajr@gmail.com

**Luciano Pivoto Specht**

Professor/Pesquisador do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria  
(UFSM)  
luspecht@gmail.com

**Resumo.** *O comportamento mecânico das misturas asfálticas depende, dentre outros fatores, dos materiais constituintes. Busca-se neste estudo, avaliar a resistência à deformação permanente de diferentes misturas em utilização no estado, avaliando a influência da composição granulométrica e seus respectivos parâmetros do Método Bailey e FAD, além do tipo de ligante asfáltico, por meio do ensaio uniaxial de carga repetida e o parâmetro Flow Number. Para realização do estudo, foram coletadas seis misturas asfálticas, constituídas de diferentes agregados, faixas granulométricas e ligantes asfálticos. Com os resultados do ensaio de Flow Number, verificou-se que os métodos de seleção de agregados visando melhor desempenho frente ao ATR não apresentam correlações significativas para uma análise global, sendo apenas apropriados para a seleção em nível de agregados. Também, foi possível observar a importância do tipo de ligante para a resistência à deformação permanente.*

**Palavras-chave:** *Misturas Asfálticas densas. Deformação permanente. Flow Number.*

### **1. INTRODUÇÃO**

As rodovias possuem alta relevância no contexto econômico e social do Rio Grande do Sul, sendo a solução mais utilizada na construção e recuperação das mesmas os pavimentos flexíveis com revestimento de concreto asfáltico. Dentre os defeitos mais recorrentes nesses revestimentos asfálticos, destacam-se os afundamentos plásticos nas trilhas de rodas, ocasionados geralmente pelo elevado volume de tráfego de caminhões somado às altas temperaturas no verão e, muitas vezes, por especificações inadequadas dos materiais constituintes das misturas.

O comportamento mecânico das misturas frente às solicitações que ocasionam essa anomalia depende de diversos fatores, e, segundo Mahmoud e Bahia (2004), são as propriedades mecânicas que melhor representam esse comportamento e a relação com o desempenho em campo. Essas propriedades são expressas, normalmente, por meio de ensaios de laboratório, sendo necessárias para dimensionamento e especificação das camadas dos pavimentos flexíveis e avaliação das alternativas em utilização no RS.



Com base nas premissas anteriores e na importância dos constituintes das misturas no comportamento mecânico dos concretos asfálticos, são relevantes a avaliação e a análise das propriedades mecânicas das misturas efetivamente utilizadas no estado. Com isso, o presente trabalho refere-se ao estudo do comportamento mecânico de diferentes misturas asfálticas densas, utilizadas no estado do Rio Grande do Sul, no período de março de 2016 a novembro de 2016, com foco na deformação permanente.

### **1.1 Objetivos**

O presente trabalho tem como objetivo avaliar diferentes misturas asfálticas em utilização no estado do Rio Grande do Sul quanto à resistência à deformação permanente, por meio do ensaio uniaxial de carga repetida e o parâmetro Flow Number oriundo deste. Além disso, efetuar uma análise da composição granulométrica correlacionando esses dados com alguns métodos para a escolha adequada do esqueleto pétreo, sendo eles, o método Bailey e o método da Faixa de Agregados Dominante (FAD), além do tipo de ligante asfáltico.

## **2. REFERENCIAL TEÓRICO**

### **2.1 Deformação permanente**

Sousa, Craus e Monismith (1991) definem deformação permanente em materiais de pavimentação como depressões longitudinais nas trilhas de rodas. Ela é causada por uma combinação de densificação (diminuição de volume e, portanto, aumento da densidade) e deformação de cisalhamento, podendo ocorrer em qualquer uma ou mais das camadas do pavimento, bem como no subleito. Essas depressões podem ou não estar acompanhadas de solevamento, apresentando-

se na forma de afundamento plástico ou consolidação.

Muraya (2007) define a deformação permanente nas camadas de concreto asfáltico como a deformação cumulativa irreversível que ocorre, principalmente, em temperaturas elevadas, nas trilhas de roda, como resultado da repetição de cargas oriundas do tráfego.

Atualmente, diante do aumento do volume de tráfego e das cargas por eixo dos caminhões, tem-se percebido um aumento das deformações permanentes e afundamentos plásticos, advindos exclusivamente da camada de revestimento asfáltico (MEDINA; MOTA, 2015). A patologia reduz a vida de serviço útil do pavimento, o conforto e a segurança do usuário e aumenta os custos operacionais.

O problema da deformação permanente em trilha de roda, segundo Joliet e Mallot (2000), apud Moura (2010), é um processo que ocorre de forma simultânea, envolvendo deformações viscosas do ligante e plásticas da estrutura mineral da mistura asfáltica. Estes autores comentam que tanto o ligante quanto o agregado exercem papel fundamental no desempenho das misturas asfálticas: o ligante com o resultado de sua consistência e reologia, e o agregado com as forças de fricção interna entre suas partículas (ângulo de atrito interno advindo do entrosamento).

Medina e Mota (2015) apresentam várias sugestões propostas por outros pesquisadores para minorar esse defeito, melhorando a dosagem das misturas, tais como: escolher adequadamente o esqueleto pétreo, utilizando o método Bailey, a fim de ajustar a composição granulométrica; selecionar agregados angulosos e com textura rugosa; evitar o uso de areia natural; escolher o ligante de acordo com a temperatura máxima esperada para o pavimento, eventualmente sendo necessário o uso de ligante modificado; selecionar o teor de ligante, de forma a obter um volume de vazios suficientes para prevenir exsudação e uma possível pós-compactação

pelo tráfego; submeter as misturas, durante a dosagem, a ensaios de deformação permanente etc.

Há também a metodologia de Faixa de Agregados Dominantes (FAD), proposta por Kim (2006), com propósito de avaliar a formação do esqueleto pétreo quanto a resistência à deformação permanente.

Apesar de a deformação permanente poder resultar da influência de todas as camadas do pavimento, o presente trabalho avalia apenas o concreto asfáltico, sendo, então, necessário o entendimento dos principais fatores e propriedades dos materiais que influenciam na resistência dos mesmos a este tipo de dano.

### ***Influência dos agregados na resistência às deformações permanentes***

A *Federal Highway Administration* (FHWA, 2002) cita que os agregados respondem por 80% da responsabilidade de prevenir a deformação permanente. Isso demonstra a importância da utilização de bons agregados e de um esqueleto mineral bem dimensionado na mistura asfáltica.

Stakston (2002) estudou a influência da angularidade dos agregados finos na estabilidade de misturas asfálticas. Sua conclusão foi que as propriedades dos agregados que mais influenciam o comportamento das misturas são a granulometria e a angularidade.

No que diz respeito ao afundamento de trilho de roda, a granulometria exerce importante influência na resistência as deformações. Misturas asfálticas compostas de diferentes granulometrias, mas de similar composição mineralógica exibem comportamento significativamente diferentes a deformações permanentes (KANDHAL & MALLICK, 1999).

## **2.2 Método Bailey**

Em contraponto aos tradicionais métodos de escolha da granulometria das misturas asfálticas, que consideram as características dos agregados utilizados de forma indireta e por tentativas, surgiu o Método Bailey para proporcionar aos agregados um intertravamento das partículas através de uma graduação contínua e balanceada (MARQUES; MENDES, 2012).

O método está diretamente ligado às características de compactação de cada fração de agregado da mistura, com os vazios no agregado mineral, e com os vazios com ar da mistura. Permite-se, então, selecionar uma estrutura de agregados de uma mistura buscando maior intertravamento dos agregados graúdos e assegurando a resistência à deformação permanente (NASCIMENTO, 2008).

No Método de Bailey, a distinção entre finos e graúdos é feita em função do tamanho máximo nominal (TMN) do agregado, que, por sua vez, define algumas peneiras de controle, chamadas de Peneiras de Controle Primário, Secundário, Terciário e Peneira Média (PCP, PCS, PCT e PM, respectivamente), conforme Tabela 1.

Tabela 1 - Peneiras de controle do Método Bailey para misturas comportamento graúdo

Controles	Tamanho Máximo Nominal (TMN), em mm					
	37,5	25,0	19,0	12,5	9,5	4,75
PM	19,0	12,5	9,5	6,25	4,75	2,36
PCP	9,5	4,75	4,75	2,36	2,36	1,18
PCS	2,36	1,18	1,18	0,60	0,60	0,3
PCT	0,60	0,30	0,30	0,150	0,150	0,075

A mistura é classificada quanto ao comportamento graúdo e miúdo da mistura, de acordo com a quantidade do material passante na PCP: quando o percentual passante na PCP é inferior a 50%, considera-se graúda; se maior que 50%, considera-se miúda. Obtêm-se, então, as peneiras de controle e realiza-se a análise da mistura, por meio dos critérios estabelecidos pelo Método, através dos três

parâmetros (Proporção AG, GAF e FAF), sendo o AG calculado conforme Equação 1.

$$\text{Proporção AG} = \frac{\% \text{ passante PM} - \% \text{ passante PCP}}{100 - \% \text{ passante PM}} \quad (1)$$

Os valores recomendados para misturas asfálticas, em cada uma das proporções, em função do TMN, estão indicados nas Tabelas 2 para as misturas de comportamento graúdo.

Tabela 2 - Faixas recomendadas para as proporções de agregados em misturas de comportamento graúdo

Parâmetros	Tamanho Máximo Nominal (TMN), em mm					
	37,5	25,0	19,0	12,5	9,5	4,75
Proporção AG	0,80-0,95	070-0,85	0,60-0,75	0,50-0,65	0,40-0,55	0,30-0,45

A proporção AG é o fator mais importante para a seleção da mistura, uma vez que sua redução aumenta a compactação da porção de agregado fino, ao reduzir o número de partículas passantes pela PM, que são necessárias para limitar a compactação das partículas maiores de agregado miúdo (NASCIMENTO, 2008).

Quando o valor de AG se encontra abaixo da faixa recomendada, as misturas resultantes são susceptíveis à segregação, além de precisar de uma estrutura resistente de agregados miúdos para atender às especificações volumétricas solicitadas. Nos casos em que a fração AG atinge valores próximos de 1,0, os vazios no agregado mineral (VAM) também aumentam, uma vez que as partículas passantes pela PM tendem a controlar o esqueleto do agregado graúdo. Assim, altos valores de AG resultam em misturas que apresentam dificuldade de compactação, devido à forma de sua curva granulométrica (MENDES, 2011).

### 2.3 Método da faixa de agregados dominantes (FAD)

A metodologia Faixa de Agregados Dominantes foi proposta por Kim (2006),

baseada nos conceitos da mecânica dos solos, e considera para todas as misturas asfálticas, que a FAD é a parcela interativa de tamanhos de partículas que forma uma rede estrutural primária de agregados. O autor formulou a hipótese de que a FAD deve ser composta de partículas suficientemente grossas (maiores que 1,18 mm), e a sua porosidade não deve ser superior a 50% para que uma mistura resista eficazmente à deformação permanente. Tamanhos de partícula menores do que os estabelecidos pela FAD servirão para preencher os espaços vazios entre a FAD, sendo esse valor denominado Volume Intersticial (VI), juntamente com ligantes e finos. Partículas maiores que a FAD simplesmente flutuam na matriz e não desempenham um papel importante na estrutura, sendo denominados Agregados Flutuantes. Estes conceitos são ilustrados na Fig. 1.

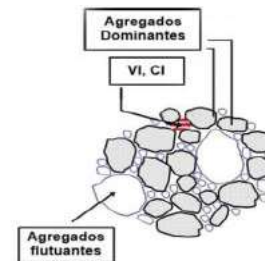


Figura 1 - Componentes das misturas asfálticas segundo a metodologia FAD. ( BASTOS et. al,2016)

Com os resultados de granulometria das misturas asfálticas, o procedimento de cálculo da porosidade FAD é realizado determinando-se o diagrama de interações, o qual indica se ocorre ou não interação entre as peneiras graúdas consecutivas (25 a 1,18 mm). O cálculo da interação é feito dividindo-se o percentual retido da maior peneira pelo da menor.

Caso ocorra interação, é calculado a porosidade para o grupo de agregados que estão contribuindo para a formação da FAD, conforme a Equação 2:

$$FAD = \frac{V_v(FAD)}{V_T(FAD)} = \frac{VIC, ag + VAM}{V_{tm} - V_{ag > FAD}} \quad (2)$$

Onde:

FAD = Porosidade da FAD (%)

$V_v(FAD)$  = Volume de vazios dentro da FAD

$V_T(FAD)$  = Volume total de agregado disponível para a FAD

$VIC, ag$  = Volume de agregados intersticiais (menores do que a FAD)

VAM = Volume de vazios no agregado mineral

$V_{tm}$  = Volume total da mistura

$V_{ag > FAD}$  = Volume de agregados flutuantes (maiores do que a FAD)

A porosidade pode ser calculada para cada tamanho de partícula de agregado caso não ocorra interação. Embora a FAD seja a estrutura primária para resistir à deformação permanente, é, a partir da determinação de sua porosidade, que se estima seu potencial de resistência. Uma porosidade FAD inferior a 48% indica composições granulométricas com grande potencial de resistência à deformação permanente. Já valores entre 48 e 52% são chamadas de marginais e indicam composições com contato granular questionável, não sendo possível estimar a resistência à deformação permanente. Desse modo, espera-se baixa resistência à deformação permanente de misturas com porosidade FAD superior a 52% (FERREIRA et al., 2015).

Em trabalho recente, Bastos et al. (2016) analisaram oito misturas asfálticas, produzidas com materiais de diferentes regiões do Brasil, em relação à deformação permanente, por meio do ensaio de *Flow Number*, correlacionando os resultados obtidos com a porosidade FAD. Os autores encontraram boa correlação entre a metodologia e o ensaio, mostrando o potencial do método FAD como indicador de resistência à deformação permanente.

### ***Influência dos ligantes na resistência as deformações permanentes***

Vários estudos indicam a importância dos ligantes asfálticos na contribuição da deformação permanente. Viscosidade, teor de asfalto e modificação são alguns dos fatores relevantes. Asfaltos menos viscosos tornam a mistura menos rígida e, portanto, mais susceptível à deformação permanente. Vários pesquisadores buscaram melhorar o desempenho das misturas usando modificadores (polímeros, microfílers etc.), destinados a aumentar a viscosidade do ligante asfáltico a altas temperaturas, sem efeito adverso nas baixas temperaturas (MOHAMED e BAHIA, 2004).

A pesquisa de Almeida Júnior (2015) comparou misturas asfálticas utilizando asfaltos modificados por polímeros e não modificados. Os concretos asfálticos modificados resultaram em uma redução significativa da deformação permanente, com base nos ensaios de *Flow Number*.

O excesso do teor de ligante é um dos principais causadores da deformação permanente em trilha de roda nas misturas asfálticas. Brousseau et al. (1993), apud Moura (2010), afirmam que não existe uma proporcionalidade entre o aumento do teor de ligante e o da deformação permanente em concretos asfálticos, porém, existem grandes riscos de acontecer essa deformação em trilha de roda com o aumento do teor, ocasionados pela elevação da espessura do filme asfáltico no entorno dos agregados. Isso acaba interferindo na resistência ao cisalhamento resultante do atrito entre os grãos, pois aumenta a mobilidade entre eles devido à lubrificação do contato.

O afundamento de trilha de roda em misturas asfálticas acontece especialmente em faixas de temperaturas próximas e acima de 60°C, como consequência da redução da rigidez do ligante asfáltico. Com o ligante menos rígido e a mistura asfáltica herdando seu comportamento, o esqueleto mineral passa

a ser o principal agente responsável pela resistência o ATR.

## 2.4 Ensaio uniaxial de cargas repetidas – Flow number

O ensaio uniaxial de carga repetida consiste no emprego de um carregamento cíclico de compressão em que se obtém a deformação permanente da amostra em função do número de ciclos correspondentes.

O resultado do ensaio mostra-se através da curva de deformação plástica vertical uniaxial em um plano de deformação permanente acumulada versus número de ciclos aplicados. Nesta curva, a deformação permanente acumulada pode ser dividida em três regiões distintas: a zona primária, a secundária, e a terciária. (Fig. 2)

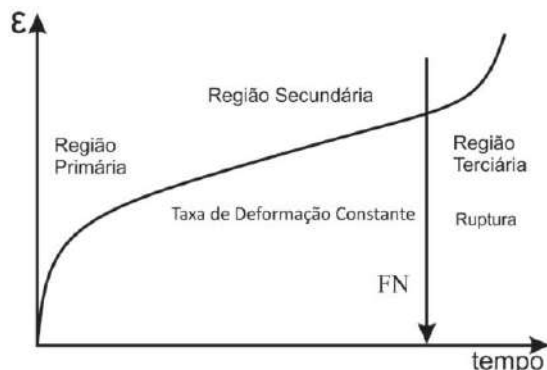


Figura 2 - Deformação permanente durante o ensaio uniaxial de carga repetida, e obtenção do FN

O ensaio uniaxial de carga repetida apresenta parâmetros interessantes no que diz respeito ao estudo de deformações permanentes, entretanto, entre todas as análises que podem ser feitas através da curva de deformação plástica vertical uniaxial, Witczak et. al. (2002) cita que o *Flow number* é o parâmetro oriundo deste ensaio que melhor se relaciona com a deformação permanente, apresentando correlações entre valores ensaiados e valores obtidos em pistas testes, no relatório NCHRP 465.

O *Flow number* é definido como o número de ciclos em que se inicia a zona terciária. A passagem da zona secundária para a terciária é a evidência de que ocorreu a ruptura do corpo de prova, sendo está caracterizada pelo início do cisalhamento a volume constante.

Nascimento (2008) recomenda para tráfego médio um valor de FN @ 60°C (204 KPa) > 300 ciclos e para tráfego pesado um FN @ 60°C (204 KPa) > 750 ciclos.

## 3. MATERIAIS E MÉTODOS

### 3.1 Procedimento experimental

Para avaliar a resistência à deformação permanente dos concretos asfálticos em utilização em duas regiões do estado do Rio Grande do Sul, esta pesquisa avaliou seis misturas asfálticas densas, quatro tipos de ligantes asfálticos, três faixas granulométricas (duas para especificações do DAER e uma do DNIT), além de diferentes agregados minerais.

As misturas asfálticas e os respectivos agregados utilizados foram coletadas em quatro usinas de produção de CA no estado. As coletas foram realizadas no caminhão ou na pista, conforme preconiza a norma DNER – PRO 013/94, e armazenadas em bandejas de alumínio, a fim de facilitar o manuseio em laboratório.

Em laboratório, esses concretos asfálticos foram caracterizadas quanto ao teor de ligante conforme norma DNER-ME 053/94, utilizando o aparelho Rotarex. Com os agregados das amostras do ensaio com Rotarex, secos em estufa até adquirirem constante peso, foram efetuados os ensaios de granulometria, segundo a norma DAER/RS EL 102/01 – Análise granulométrica de agregados.

Foi determinada a densidade específica máxima para cada mistura, sob procedimento especificado na norma NBR 15619 – Misturas

asfálticas - Determinação da densidade máxima teórica e da massa específica máxima teórica em amostras não compactadas (método Rice).

Com esses resultados, foram efetuados os cálculos do AG pelo Método Baile e da porosidade FAD. As misturas coletadas foram levadas à estufa para aquecimento até atingirem a temperatura de compactação indicada nos projetos de dosagem para moldagem dos corpos de prova. Foi admitida uma tolerância de  $\pm 5\text{ }^{\circ}\text{C}$  na temperatura de compactação, conforme especifica a norma DNIT 031/2006.

Devido essas misturas já terem passado pelo processo de envelhecimento, na usinagem, não foi necessário fazer essa simulação em laboratório.

A mistura já aquecida na temperatura de compactação, então, foi levada para o processo de remistura, no qual se utilizou o misturador da marca *Infratest testing system*, modelo *Bituminous Laboratory Mixer 30 Liter Special Version*, para obter uma mistura mais homogênea, evitando segregação e mantendo a sua temperatura uniforme durante as moldagens.

Após isso, os corpos de prova foram moldados em um Compactador Giratório Superpave (CGS). A compactação no CGS, durante todo o processo de moldagem das amostras, foi executada com pressão aplicada de 0,60 MPa, ângulo de rotação externo de  $1,25^{\circ}$  e velocidade constante de 30 rpm.

O ensaio de *Flow Number* seguiu as prescrições da norma americana AASHTO TP 79-12 e foi realizado na *Universal Test Machine (UTM)* da IPC Global, disponível no laboratório da LMCC da UFSM. Para cada mistura, foram ensaiadas duas amostras moldadas com 100x160 mm no CGS, retificadas para dimensões de 100x150 mm e com volume de vazios de  $7 \pm 0,5\%$ .

Este ensaio já é normatizado no Brasil pela Norma ABNT NBR 16505:2016 Misturas

asfálticas – Resistência à deformação permanente, porém, essa norma foi publicada em 10/08/16 e a pesquisa já estava em andamento. O ensaio consiste na aplicação de cargas repetidas de 204 Kpa em corpos de prova não confinados a uma temperatura de  $60\text{ }^{\circ}\text{C}$ , aplicado com tempo de pulso de 0,1 s e repouso de 0,9 s, até a ruptura da amostra.

O corpo de prova é colocado na prensa, dois LVDTs são posicionados na parte superior para medida dos deslocamentos verticais gerados pelo carregamento axial cíclico de compressão. O critério adotado para o término do ensaio foi até a mistura atingir 10.000 ciclos ou 5% da deformação. A Fig. 3 mostra o corpo de prova antes e após a realização do ensaio.



Figura 3 - CP antes e após a realização do ensaio

Com a média dos deslocamentos dos dois LVDTs, a deformação plástica vertical uniaxial de cada corpo de prova foi ajustada ao modelo matemático de Francken, usado para representar o comportamento de ensaios de carga repetida, de modo a reduzir as variabilidades encontradas nos ensaios laboratoriais.

### 3.2 Materiais utilizados

Os materiais empregados nesta pesquisa são misturas asfálticas densas utilizadas em



obras de restauração e implantação de rodovias no estado do Rio Grande do Sul.

As misturas foram coletadas nas regiões, Central e Noroeste do Estado, objetivando-se caracterizar e avaliar concretos asfálticos com diferentes agregados, diferentes faixas granulométricas do DAER e do DNIT, além de diferentes tipos de ligantes asfálticos. Na Tabela 3, é apresentado um resumo das misturas utilizadas nesta pesquisa.

Tabela 2 – Resumo das misturas coletadas

Misturas	Quantidade
Total de misturas coletadas	6
Quantidade de usinas asfálticas amostradas	4
Misturas com CAP 50/70	3
Misturas com AMP 60/85	1
Misturas com AMP 65/90	1
Misturas com asfalto borracha AB-08	1
Misturas faixa granulométrica A - DAER	1
Misturas faixa granulométrica B - DAER	2
Misturas faixa granulométrica C - DNIT	3

Todas as misturas estudadas foram dosadas pelo método Marshall. A localização das usinas onde as amostras foram coletadas, o tipo de faixa granulométrica, ligante asfáltico e a nomenclatura utilizada no decorrer do trabalho estão apresentados na Fig. 4 e Tabela, respectivamente.

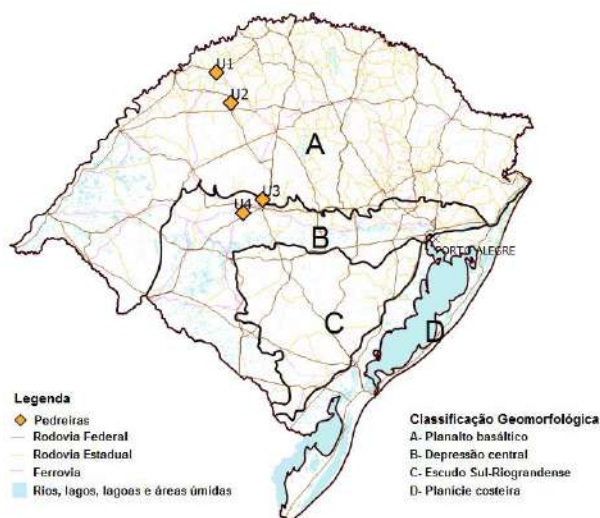


Figura 4 - Mapa da localização das usinas amostradas

Tabela 4 - Relação de coletas e nomenclaturas das misturas

Usina de asfalto	Município de localização da usina	Faixa granulométrica	Tipo de ligante asfáltico	Nomenclatura utilizada
U1	Santa Rosa	FX A- DAER	50/70	U1-DAER-FXA-50/70
U2	Santo Ângelo	FX B- DAER	50/70	U2-DAER-FXB-50/70
		FX C- DNIT	AMP 60-85	U2-DNIT-FXC-60/85
		FX C- DNIT	AMP 65-90	U2-DNIT-FXC-65/90
U3	Itaara	FX B- DAER	ECOFLEX AB-8	U3-DAER-FXB-ECO
U4	Dilermando de Aguiar	FX C- DNIT	CAP 50/70	U4-DNIT-FXC-50/70

Abaixo, nas Tabelas 5 e 6, podemos verificar, respectivamente, as características gerais das misturas e a composição das misturas com as percentagens de agregados. Considerou Volume de vazios de 4% para cálculo do FAD.

Tabela 5 – Características gerais

Mistura	Teor de ligante (%)		TMN (mm)	DMM
	Projeto	Efetivo		
U1-DAER-FXA-50/70	5,03	5,84	9,5	2,708
U2-DAER-FXB-50/70	5,10	5,15	19,1	2,735
U2-DNIT-FXC-60/85	5,15	4,31	19,1	2,752
U2-DNIT-FXC-65/90	5,15	5,18	19,1	2,743
U3-DAER-FXB-ECO	6,76	6,8	19,1	2,348
U4-DNIT-FXC-50/70	5,10	6,16	19,1	2,637

Tabela 6 – Percentagem de cada material que compõem as misturas

Mistura	Brita1" (%)	Brita 3/4" (%)	Brita 3/8" (%)	Pó de pedra (%)	Areia (%)	Cal Hidratada (%)
U1-DAER-FXA-50/70	-	0	27	73	-	-
U2-DAER-FXB-50/70	-	20	16	59	5	-
U2-DNIT-FXC-60/85	-	30	20	50	-	-
U2-DNIT-FXC-65/90	-	30	20	50	-	-
U3-DAER-FXB-ECO	-	20	20	58	-	2
U4-DNIT-FXC-50/70	-	25	20	55	-	2

Nas Figs. 5, 6 e 7, são apresentadas as composições granulométricas e suas respectivas faixas de composição das especificações do DAER e DNIT.

#### 4.RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo, são demonstrados e analisados os resultados encontrados no ensaio uniaxial de carga repetida – *Flow Number*, a porosidade FAD e o parâmetro AG do método Bailey. Os valores de FAD e AG encontrados para cada mistura, são apresentados na Tabela 7.

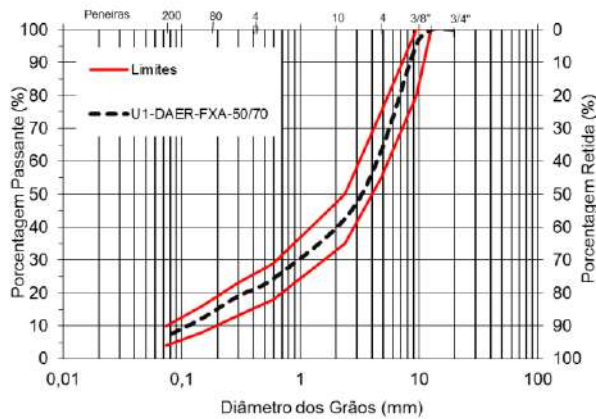


Figura 3 - Composição Faixa “A” DAER

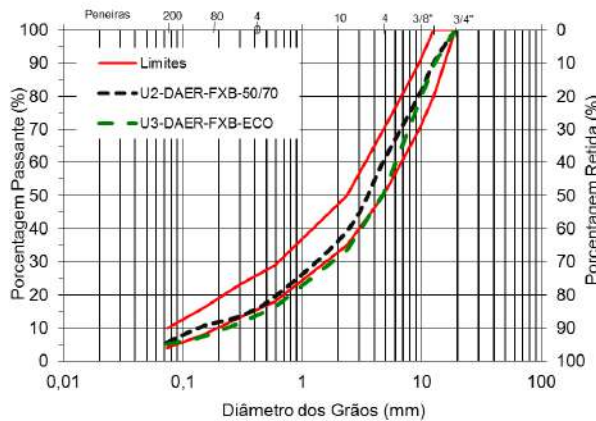


Figura 6 - Composições Faixa “B” DAER

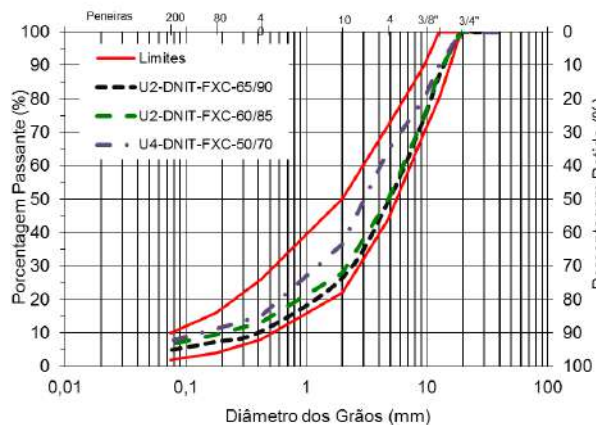


Figura 7 – Composições Faixa “C” DNIT

Tabela 7 - Parâmetros FAD e Bailey das misturas analisadas

Faixa	CP	Teor Betume (%)	Porosidade FAD (%)	AG (Bailey)	
				Limites	Resultado
U1-DAER-FXA-50/70	1	5,84	45,4	0,4 a 0,55	1,15
	2				
U2-DAER-FXB-50/70	1	5,15	39,1	0,6 a 0,75	1,03
	2				
U2-DNIT-FXC-65/90	1	5,18	36,0	0,6 a 0,75	0,97
	2				
U2-DNIT-FXC-60/85	1	4,31	36,0	0,6 a 0,75	0,98
	2				
U3-DAER-FXB-ECO	1	6,8	45,1	0,6 a 0,75	1,26
	2				
U4-DNIT-FXC-50/70	1	6,16	40,1	0,6 a 0,75	0,78
	2				

Os resultados do ensaio de *Flow Number* são apresentados na Tabela 8 e Fig. 8, respectivamente.

Tabela 8 - Resultados de *Flow Number* para as misturas analisadas

Faixa	CP	FN (Ciclos)	Média	CV
U1-DAER-FXA-50/70	1	133	130,5	2,71%
	2	128		
U2-DAER-FXB-50/70	1	241	217	15,64%
	2	193		
U2-DNIT-FXC-65/90	1	903	896	1,10%
	2	889		
U2-DNIT-FXC-60/85	1	10000	10000	0,00%
	2	10000		
U3-DAER-FXB-ECO	1	159	148,5	10,00%
	2	138		
U4-DNIT-FXC-50/70	1	276	266,5	5,04%
	2	257		

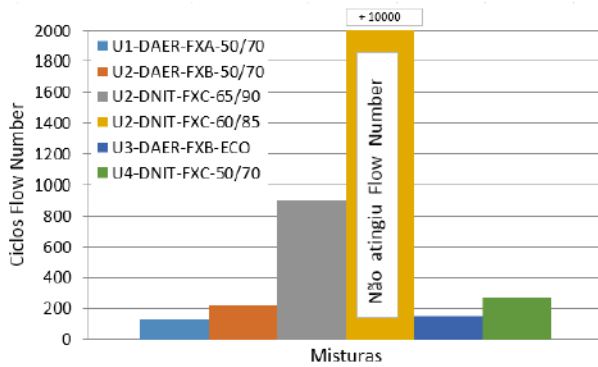


Figura 4 - Resultados de FN para as misturas analisadas

É possível observar nas Tabelas 7 e 8 que todas as misturas apresentaram FAD abaixo de 50%, o que indicaria boa resistência à deformação permanente, porém misturas com mesmo valor apresentam diferenças significativas de *Flow Number*. A porosidade apresenta menor correlação com o FN quando se analisa todas as misturas juntas, em comparação com uma análise de misturas com mesmo tipo de ligante (CAP 50/70) (Fig. 9).

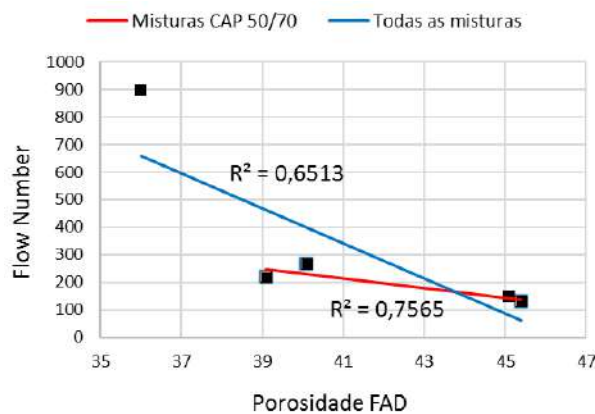


Figura 9 – Correlação da Porosidade FAD com os resultados de FN

Quanto ao parâmetro AG, nenhuma das misturas apresentou valor dentro dos limites propostos pela metodologia. Para misturas com CAP 50-70, percebe-se um aumento do valor do FN à medida que se utiliza uma composição granulométrica mais grossa, com um aumento de 200% da faixa A do DAER para a Faixa C do DNIT. (Fig. 10). Além disso, para essas três misturas, a diminuição

do valor do AG tendendo aos valores indicados pelo método, implicou um aumento dos valores de FN, conforme Fig. 11. Já para uma análise global com todas as misturas, percebe-se uma baixa correlação entre os parâmetros.

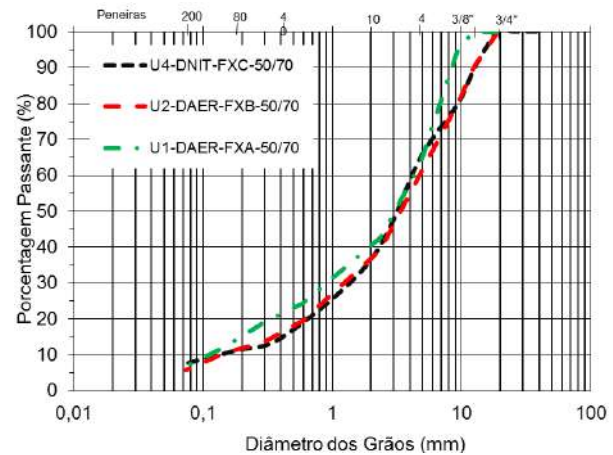


Figura 10 - Composições granulométricas das misturas com CAP 50/70

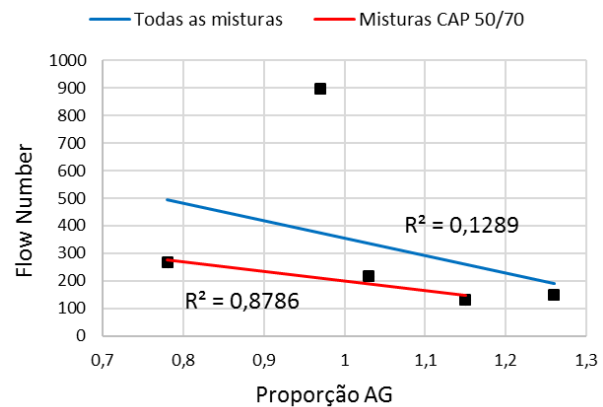


Figura 11 - Correlação do Método Bailey com os resultados de FN

Para misturas com granulometrias parecidas (mesma faixa granulométrica) e agregados da mesma britagem, U2-DNIT-FXC-65/90 e U2-DNIT-FXC-60/85, é possível perceber que a mistura com ligante AMP-60/85 apresenta maior valor de FN que a com 65/90. Acredita-se que o baixo teor de ligante (abaixo dos limites do projeto de dosagem) da primeira levou a menor lubrificação do

esqueleto pétreo, esta que ocasiona menor rigidez e leva ao cisalhamento da massa. Desta forma, o baixo teor de ligante propiciou uma melhor estabilidade dos agregados, levando a melhores resultados de resistência à deformação permanente.

Resultado que merece uma atenção especial é o valor de FN para a mistura com asfalto borracha (U3-DAER-FXB-ECO), com valores menores que misturas com CAP 50-70 para uma mesma faixa granulométrica e com pequenas variações entre elas. Esse tipo de ligante é muitas vezes indicado como alternativa na redução de deformação permanente nas rodovias gaúchas.

## 6. REFERÊNCIAS

AASHTO. *Determining the Dynamic Modulus and Flow Number for Hot Mix Asphalt (HMA) Using the Asphalt Mixture Performance Tester (AMPT)*. American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO T 79, Washington, D. C., 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15619**: misturas asfálticas – determinação da densidade máxima teórica e da massa específica máxima teórica em amostras não compactadas. Rio de Janeiro, 2012.

BASTOS, J. B. dos S.; FERREIRA, J. L. S.; SOARES, J. B. **Relação entre parâmetros granulométricos e características de forma na resistência à deformação permanente de misturas asfálticas**. In: 45ª Reunião Anual de Pavimentação - 19º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária - 45ª RAPv / 19º ENACOR, 2016, Brasília-DF. Anais. 2016.

BROUSSEAUD, Y, DELORME, J., HIERNAUX, R. Use of LPC Wheel tracking rutting tester to select asphalt pavements

resistant to rutting. **Transportation Research Record**, 1384, p.59-68, 1993.

DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DAER/RS EL 102/01** –Análise granulométrica de agregados. Porto Alegre, 2001.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER – ME 053/94**: Misturas betuminosas – Porcentagem de betume – Método de ensaio. Rio de Janeiro: IPR, 1994.

JOLIVET, Y.; MALLOT, M. Precautions when interpreting rutting results from the LCPC traffic simulator. 2º Eurasphalt & Eurobitume Congress Barcelona, 2000.

KIM, S. **Identification and assessment of the dominant aggregate size range (DASR) of asphalt mixture**. Dissertation (Doctor of Philosophy). University of Florida, Gainesville. 2006.

MAHMOUD, A. F. F.; BAHIA, H. **Using the gyratory compactor to measure mechanical stability of asphalt mixtures**. Wisconsin highway research program 0092-01-02, Madison, Wisconsin, EUA, 2004.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos Pavimentos**. 3º ed. – Rio de Janeiro: Interciência, 638 p. 2015.

NASCIMENTO, L. A. **Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com uso do compactador giratório e foco na deformação permanente**. 204 p. Dissertação (Mestrado). UFRJ, Rio de Janeiro, 2008.

ALMEIDA JÚNIOR, P. O. B. **Comportamento mecânico de concretos asfálticos com diferentes granulometrias, ligantes e métodos de dosagem**. Dissertação de Mestrado. UFSM – Santa Maria, Jun. 2015.



FERREIRA, J. L. S.; BASTOS, J. B. dos S.; SOARES, J. B. Validação da metodologia de Faixa de Agregados Dominantes para avaliação e especificação da granulometria de misturas asfálticas densas. In: **Anais do XXIX Congresso Nacional de Pesquisa e Ensino em Transporte**, Associação Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes (ANPET), Ouro Preto/MG, 2015.

MURAYA, P. M. **Permanent Deformation of Asphalt Mixtures**. Dissertação de PhD. Faculty of Civil Engineering and Geosciences Delft University of Technology. Holanda. 2007.

MARQUES, G. L. O.; MENDES L. O. Avaliação da influência do Método Bailey no processo de dosagem e desempenho de misturas asfálticas. **Revista Transportes**, v. 20, n. 4 p. 35–43. Associação Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes– ANPET, Rio de Janeiro, 2012.

WITCZAK, M. W. et al. **Simple performance test for Superpave mix design, National Cooperative Highway Research Program** – NCHRP Report 465, Washington, D. C., EUA, 2002.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. **Superpave Binder Specification**. FHWA. Washington, D.C. 2002. 115p.

SOUSA, J. B.; CRAUS, J.; MONISMITH, C. L. **Summary report on permanent deformation in asphalt concrete**. Strategic Highway Research Program – SHRP-A/IR-91-104. Washington, EUA, 1991. 125 p.

STAKSTON, A. D. **The Effect of Fine Aggregate Angularity, Asphalt Content and Performance Graded Asphalts on Hot Mix Asphalt Performance in a Laboratory**

**Study**. Dissertação de mestrado. University of Wisconsin - Madison 2002.

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

Para analisar o desempenho quanto à deformação permanente de seis misturas asfálticas em utilização no RS, realizaram-se ensaios uniaxiais de carga repetida. Ensaíram-se dois corpos de prova por mistura e os dados finais foram analisados juntamente com as características de granulometria e ligante.

Com base nos resultados, verifica-se que tanto o FAD quanto o AG não apresentam boa correlação com os resultados de *Flow Number* para uma análise englobando diferentes misturas. Afinal, essas misturas apresentam diferenças em diversos outros fatores que influenciam os resultados de FN, como o tipo de ligante, o teor e a morfologia dos agregados. Já para misturas com mesmo ligante, é possível verificar uma correlação entre esses índices.

Considerando o limite mínimo de 300 ciclos em pistas de tráfego médio e valores acima de 750 ciclos para tráfego pesado, constatou-se que dentre as misturas analisadas, as misturas com CAP 50/70 e asfalto borracha (AB-8) não se mostraram adequadas para emprego nas condições citadas.

Percebe-se que o tipo de ligante tem papel fundamental no aumento da resistência à deformação permanente, sendo a mistura com ligante AMP\_60/85 com baixo teor de ligante a que apresentou os melhores resultados. Essas misturas, além de outras, estão sendo monitoradas em campo para o melhor entendimento do parâmetro *Flow Number*.

## **ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DO CIMENTO ASFÁLTICO DE PETRÓLEO (50/70) COM ADIÇÃO DE ADITIVO ORGÂNICO PARA FINS DE UTILIZAÇÃO EM MISTURAS ASFÁLTICAS MORNAS**

### **Bruna C. Diniz**

Acadêmica do Curso de Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul  
bbrunadiniz@hotmail.com

### **Gabriela P. da Silva**

Acadêmica do Curso de Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul  
gabrielapires@outlook.com

### **Rafael Soares**

Acadêmico do Curso de Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul  
rafael\_soaresrs@hotmail.com

### **Adriéli R. S. Rader**

Acadêmica do Curso de Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul  
adri\_rader@hotmail.com

### **José A. S. Echeverria**

Professor Me. do Curso de Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul. Analista de Infraestrutura do DNIT.  
jose.echeverria@unijui.edu.br

**Resumo.** A diminuição da emissão de gases do efeito estufa é um dos grandes desafios da sociedade atual. Os insumos para uma mistura asfáltica convencional requerem um aquecimento a elevadas temperaturas, gerando um grande consumo de combustível e emissão de gases. Com isso buscaram-se novos métodos para o aquecimento desses insumos, sendo um deles a redução na temperatura de compactação das misturas asfálticas. O presente artigo apresenta uma análise quanto a adição de diferentes teores de um aditivo orgânico no CAP (cimento asfáltico de petróleo) 50/70. Foi realizado um comparativo utilizando o CAP convencional (sem aditivo) e o CAP com a adição de 1,5%; 2,5% e 3,5% do aditivo escolhido. Os resultados apresentados pelos ensaios mostraram-se bem expressivos, tornando-se

pertinente a sequência da pesquisa com a moldagem de corpos de prova com a adição de diferentes teores e ensaios posteriores

**Palavras-chave:** ligante asfáltico. Aditivo orgânico. Pavimentação.

## **1. INTRODUÇÃO**

As misturas asfálticas podem ser classificadas em quatro tipos, no que tange à temperatura de produção e aplicação. Motta, Bernucci e Faria (2012) apresentam as temperaturas que delimitam essa classificação: a frio as misturas são produzidas e aplicadas à temperatura ambiente, semi-mornas seriam misturas com temperaturas variando de 60 a 100°C, mornas com temperaturas de 100°C a



150°C, e misturas asfálticas quentes com temperaturas acima dos 150°C. Os autores ainda apresentam a classificação quanto a temperatura de usinagem no partir do gráfico 01.

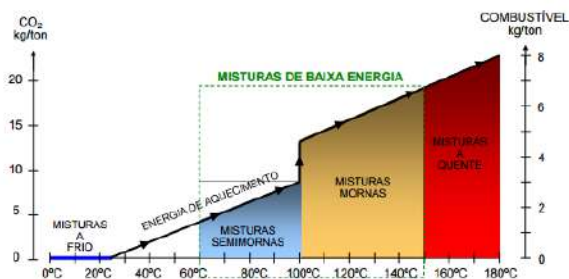


Gráfico 01: Classificação das misturas asfálticas. Fonte: Motta, Bernucci e Faria (2012, p. 143).

Alguns estudos apontam que o consumo de energia pode ser reduzido em cerca de 30% durante o processo de produção da mistura asfáltica morna nas usinas, colaborando com a diminuição da poluição ambiental (OTTO, 2009 *apud* BARTHEL et al, 2007).

De acordo com o estudo apresentado por Otto (2009) a funcionalidade das misturas mornas é baseada na redução da viscosidade do ligante asfáltico em menores temperaturas, de modo a permitir o total recobrimento dos agregados em temperaturas mais baixas se comparado as misturas quentes.

Entre os benefícios adquiridos pela utilização desse tipo de mistura estão: menor custo em energia, menor produção e emissão de fumos poluentes e venenosos, odores e poeiras de maneira a trazer melhorias ao meio ambiente e as condições de trabalho dos colaboradores (LOPES, 2015).

Para que a temperatura de trabalho com as misturas betuminosas seja diminuída é necessário que se adicionem ceras orgânicas, aditivos químicos ou espuma de betume. No caso das ceras orgânicas, as mesmas irão tornar o ligante menos viscoso de modo a

permitir um melhor recobrimento dos agregados a temperaturas mais baixas (LOPES, 2015).

A pesquisa apresenta uma análise relativa a adição de diferentes teores de um tipo de aditivo orgânico no CAP 50/70 e posteriormente embasar a utilização em projeto de dosagem de misturas asfálticas. Faz-se necessário avaliar as mudanças de propriedades do ligante com aditivo, buscando evitar alterações que prejudiquem a mistura compactada.

O aditivo escolhido para realização da pesquisa foi do tipo o orgânico, comercialmente denominado *sasobit*.

Pereira (2010) apresenta que o aditivo *sasobit* é constituído por uma fina e longa cadeia cristalina de hidrocarbonetos alifáticos. Segundo o autor, a partir de 2003 o mesmo começou a ser produzido a partir do gás natural; anteriormente era fabricado a partir do carvão. O aditivo é comercializado em grãos ou flocos.

## 2. METODOLOGIA

Através da adição de diferentes teores porcentagens do aditivo *sasobit*, buscou-se avaliar a efetividade do mesmo no ligante. Utilizando o CAP 50/70, foram realizados: o ensaio de penetração (NBR 6576/2007) e ponto de amolecimento (NBR 6560/2008). Para os ensaios, foi utilizado o betume puro (sem acréscimo do aditivo) e com adição de 1,5%, 2,5% e 3,5% de aditivo em porcentagem relativo ao peso do ligante utilizado.

## 3. DESENVOLVIMENTO

O trabalho apresentará os dados provenientes dos ensaios realizados e demais parâmetros obtidos a partir dos mesmos. Posteriormente apresentará a discussão e análise dos resultados, bem como as

considerações finais. A mistura entre o aditivo *sasobit* e o ligante foi realizado manualmente.

O ligante foi aquecido até aproximadamente 140°C e a porção de *sasobit* (pesada em uma balança de precisão) incorporada ao betume. Com auxílio de uma colher, a mistura foi mexida até que o aditivo se incorpora-se ao ligante asfáltico. A imagem 01 mostra o aditivo orgânico (*sasobit*) sendo incorporado ao ligante. A forma de aditivo utilizada foi em grãos.

Imagem 01: Aditivo orgânico e ligante asfáltico



Após incorporado o aditivo no ligante asfáltico, foram moldadas as cápsulas para posterior ensaio de penetração. Depois de moldadas, as cápsulas foram deixadas em temperatura ambiente por 90 (noventa) minutos antes da execução do ensaio, conforme preconiza a NBR 6576/2007.

Para realização do ensaio do ponto de amolecimento, após a moldagem das amostras dos anéis, foi aguardado cerca de 120 minutos para início do ensaio. De acordo com apresentado pela normativa (NBR 6560/2008) o tempo máximo entre o enchimento dos anéis e o final do ensaio, não pode ultrapassar o tempo de 240 (duzentos e quarenta) minutos.

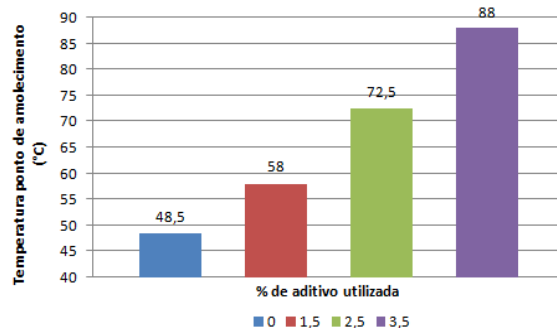
### 3.1 Ponto de amolecimento

O aumento da temperatura de amolecimento do material permite uma aplicação das misturas em condições de rodagem com temperaturas ambientes mais elevadas, sem perda das propriedades mecânicas das mesmas, fato que pode contribuir para a melhoria do desempenho do asfalto modificado para fins de pavimentação (BOTARO et al, 2006).

Conforme Oda (2000), um aumento na resistência à deformação permanente das misturas contendo asfalto modificado é indicado pelo aumento do ponto de amolecimento. Segundo o apresentado por Silva (2004), é através deste ensaio que se obtêm a temperatura de referência para aplicação do material, onde pontos de amolecimento altos são favoráveis às condições de uso do material, onde o CAP não amolecerá em dias quentes, porém oferece maior risco de explosão, sendo necessário maior calor para os trabalhos de aplicação.

Foram obtidos os seguintes resultados relativos ao ponto de amolecimento regido pela NBR 6560/2008, gráfico 02.

Gráfico 02: Ponto de amolecimento obtidos

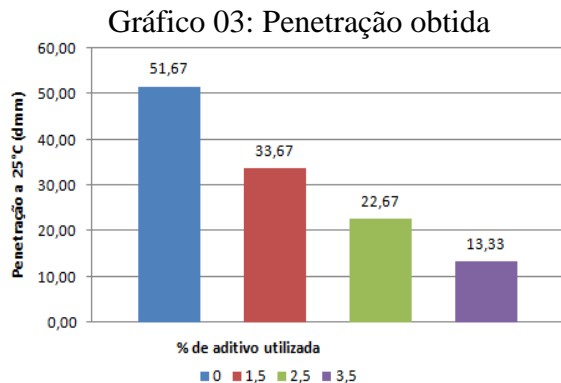


### 2.2 Penetração

Conforme observado no gráfico, os valores de penetração foram diminuindo com o aumento do aditivo. Esse resultado é importante, pois, segundo Botaro et al (2006), o constatado pode contribuir para um aumento da resistência do material em condições de

operação a temperaturas ambientes mais elevadas. Segundo Silva (2004), um material muito duro pode trincar sob baixas temperaturas, devido à sua provável pouca ductilidade e, no caso de apresentar baixa dureza, poderá escorrer em altas temperaturas.

Para os ensaios relativos a penetração regido pela NBR 6576/2007, foram obtidos os dados apresentados no gráfico 03.



### 2.3 Índice de Susceptibilidade Térmica

Com posse dos dados relativos ao ponto de amolecimento e penetração, tornou-se possível calcular o índice de susceptibilidade térmica do ligante (puro e com as diferentes frações de aditivo). A equação utilizada para cálculo desse índice está apresentada abaixo - Equação (1) - retirada obtida em Bernucci et al (2008, p.56).

$$IP = \frac{500 \log(P) + 20PA - 1951}{120 - 50 \log(P) + PA} \quad (1)$$

Foram obtidos os índices apresentados na tabela 01, aonde "P" representa o valor obtido no ensaio de penetração, "PA" o ponto de amolecimento e "IS" o índice de susceptibilidade térmica obtido.

Tabela 01: Índice de Susceptibilidade Térmica

SEM ADITIVO	1,5% SASOBIT	2,5% SASOBIT	3,5% SASOBIT
P	51,67	33,67	22,67
PA	48,5	58	72,5
IS	-1,50	-0,27	1,42

Bernucci et al (2008) indicam que quanto menor (em valor absoluto) o valor do IS obtido, menor será sua susceptibilidade térmica. Os autores apresentam como aceitável para os valores do índice de susceptibilidade térmica a faixa entre -1,5 e +0,7, sendo que a maioria dos betumes apresentam valores entre -1,5 e 0. Valores maiores que +1 indicam um cimento asfáltico oxidado, ou seja, que torna-se quebradiço quando submetido a temperaturas mais baixas e é pouco sensível a temperaturas elevadas. No caso de o valor do índice de susceptibilidade térmica ser menor que -2, significa que o betume é muito sensível a temperatura.

Com os dados obtidos, é possível observar que quanto maior a adição do aditivo orgânico maior será o índice de susceptibilidade térmica do ligante asfáltico.

Segundo Botaro et al (2006), asfaltos pouco susceptíveis tornam-se duros e quebradiços, em condições de baixas temperaturas. Asfaltos muito susceptíveis modificam sua consistência para pequenas variações de temperatura.

Já para Lima (2004), é através da determinação da susceptibilidade térmica que se pode prever o comportamento do asfalto, para que este seja aplicado em campo sem haver comprometimento no desempenho do pavimento.

### 3. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

No ensaio relativo ao ponto de amolecimento, verificou-se que quanto maior a porção de aditivo orgânico adicionada ao ligante asfáltico, maior o ponto de amolecimento da amostra. Assim, é possível prever um aumento na resistência da

deformação permanente com maior teor de aditivo orgânico incorporado ao betume.

Já no ensaio de penetração, verificou-se uma diminuição dos valores referentes a penetração das amostras quando incorporada maior porção de aditivo ao betume. Assim quanto maior a porção de aditivo utilizada, este gerará um CBUQ com maior possibilidade de geração de trincas. Ou seja, seria indicado para pavimentos em que a deformação das camadas inferiores seja muito baixa ou pavimentos que evitem a formação de afundamento por trilha de roda (ATR).

Quanto aos resultados apresentados a respeito da susceptibilidade térmica, constatou-se que o betume puro e o com adição de 1,5% de aditivo enquadraram-se na faixa apresentada como "aceitável", embora o fabricante apresente como 3% a porção ideal de aditivo em massa do ligante utilizado. Portanto, não seria viável a utilização de 2,5% e 3,5% do aditivo já que o índice obtido indica um cimento asfáltico oxidado.

Um aspecto a ser questionado diz respeito ao tempo de duração das alterações observadas no ligante asfáltico com aditivo orgânico incorporado. Considera-se relevante estudos futuros que mantenham o ligante modificado por maior tempo moldado na cápsula e anel, antes da realização dos ensaios.

#### *Agradecimentos*

Os autores desta pesquisa agradecem ao MEC pelo PET (Programa de Educação Tutorial), de modo a proporcionar além de bolsas, a oportunidade de trabalhar em pesquisas e no desenvolvimento de atividades, agregando ao acadêmico grande gama conhecimento. Ao Laboratório de Engenharia Civil (LEC) da UNIJUÍ e seu presente laboratorista pela ajuda com os ensaios realizados.

#### **4. REFERÊNCIAS**

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6576:** Materiais asfálticos - Determinação da Penetração. Rio de Janeiro: ABNT, 2007. 7 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 6560:** Materiais betuminosos - Determinação do ponto de amolecimento - Método do anel e bola. Rio de Janeiro: ABNT, 2008. 6 p.

BERNUCCI, Liedi Bariani; MOTTA, Laura Maria Goretti da; CERATTI, Jorge Augusto Pereira; SOARES, Jorge Barbosa. **Pavimentação asfáltica:** formação básica para engenheiros. Rio de Janeiro, 504 f., 2008.

BOTARO, Vagner Roberto; CASTRO, Samuel Rodrigues; RODRIGUES, Fausto Junior; CERANTOLA, Andrea E. Obtenção e caracterização de blendas de asfalto CAP 20, modificado com poliestireno reciclado, resíduos de pneu e lignina organossolve. **Revista Escola de Minas**, Ouro Preto, v. 59, n. 1, Jan./Mar. 2006. Disponível em: <[http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S0370-44672006000100015](http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0370-44672006000100015)>

LIMA, Cristian Kelly Morais de; **Estudo da incorporação de resíduo industrial polimérico ao CAP.** Dissertação (Mestrado) Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Química, Natal, 2008.

LOPES, Rui Sérgio Carvalho. **Fabrico e compactação de misturas betuminosas temperadas.** 2015. 64 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2015.

MOTTA, Rosangela; BERNUCCI, Liedi Bariani; FARIA, Valéria Cristina de. Misturas asfálticas para revestimentos de pavimentos

produzidas com baixa energia e redução de temperatura, para diminuição de consumo energético e de emissão de poluentes. **Revista ANTT**, Brasília, v. 4, n. 2, p. 140-151, Nov. 2012. Disponível em: <[http://www.ppp.mg.gov.br/images/documentos/Consulta/book\\_revista\\_antt\\_2.pdf#page=142](http://www.ppp.mg.gov.br/images/documentos/Consulta/book_revista_antt_2.pdf#page=142)>

escorregamento e às deformações permanentes do revestimento.

OTTO, Gustavo Garcia. **Misturas asfálticas mornas: verificação da fadiga e do módulo complexo**. 2009. 179 f. Dissertação (Mestrado) Universidade Federal de Santa Catarina, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2009.

PEREIRA, Raul Xavier Leandro. **Misturas Betuminosas Temperadas: Estudo da Interação Aditivo-Ligante**. 2010. 143 f. Dissertação (Mestrado) Universidade de Aveiro, Aveiro, 2010.

SILVA, Ângelo Justa da Costa. **Apostila resumo (Impermeabilização)**. 2004. 9f. Departamento de Engenharia Civil Universidade Católica de Pernambuco. Disponível em: <[http://www.tecomat.com.br/angelo/arquivos/imperm\\_aApostila\\_unicap.pdf](http://www.tecomat.com.br/angelo/arquivos/imperm_aApostila_unicap.pdf)>

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados obtidos a partir dos ensaios realizados com a adição do aditivo orgânico *sasobit* indicaram que o mesmo afeta diretamente as propriedades do CAP, elevando significativamente o ponto de amolecimento e diminuindo a penetração. A partir dessas alterações, pode-se concluir que a incorporação deste aditivo melhora as condições de trabalhabilidade e resistência para ambientes com temperaturas elevadas, uma vez que se torna mais resistente ao

## **APLICAÇÃO DE NANO FERRO DE VALÊNCIA ZERO PARA REMEDIÇÃO DE ÁGUA CONTAMINADAS COM CROMO HEXAVALENTE**

**Marcos Mognon**

Acadêmico do curso de engenharia Ambiental, Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo, RS.  
marcosmonhon@hotmail.com

**Ramiro Reginato**

Acadêmico do curso de engenharia Ambiental, Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo, RS.  
ramiro\_reginato@hotmail.com

**Cleomar Reginatto**

Doutorando PPGEC, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS  
cleomarreginato@hotmail.com

**Iziquiel Cecchin**

Doutorando PPGEC, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS  
iziquielc@gmail.com

**Antônio Thomé**

Professor/Pesquisador PPGENG, Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo, RS.  
thome@upf.br

*As atividades humanas inevitavelmente geram resíduos e efluentes, que podem acabar contaminando os solos e as águas. Um destes possíveis contaminantes é o Cromo hexavalente, que é considerado potencialmente carcinogênico. Isso nos leva a pesquisar técnicas viáveis de descontaminação destas áreas. A aplicação de nano materiais, vindo sendo bastante utilizada, sendo que o Nano Ferro Zero Valente (nFeZ) vem se destacando devido ao baixo grau de toxicidade, fácil obtenção e grande área superficial, possuindo assim uma expressiva capacidade em reduzir contaminantes orgânicos e adsorver ou reduzir inorgânicos. O objetivo deste trabalho foi avaliar a eficiência da redução do cromo hexavalente em água, testando diferentes relações de nFeZ e Cromo(VI). Foram realizados ensaios de bancada testando três diferentes relações entre o agente redutor e o contaminante. As análises da eficiência de*

*redução foram realizadas segundo a norma USEPA 7196A (1992). Os melhores resultados apresentaram uma eficiência de 94,12 % do cromo (VI) para Cromo (III).*

**Palavras-chave:** *Remediação de águas superficiais. Nanoferro. Cromo hexavalente.*

### **1. INTRODUÇÃO**

O estágio atual de desenvolvimento da sociedade tem contribuído grandemente para a geração de resíduos agrícolas e industriais com grande potencial de contaminação de ambientes, como solo e águas. (TEDESCO et al., 1995).

A Atividade industrial relacionada a curtumes no Brasil é imensa devido à grande produção de bovino de corte. O processo de curtimento de peles leva a disposição de



resíduos de grande potencial de contaminação. No processo de maturação é utilizada uma solução composta por águas, sais de cromo, zircônio, alumínio, ferro, curtentes vegetais, sintéticos, aldeídos e parafinas sulfocloradas.

Então o problema mais relevante associando com o curtume é a contaminação de solos e águas subterrâneas pelo cromo hexavalente, que é severamente tóxico, mutagênico e carcinogênico no meio ambiente. O cromo hexavalente possui característica móvel e solúvel em pH alcalino. E segundo Chernicharo et al., (1996), nos efluentes de curtume, obtém-se, por tonelada de pele crua cerca de 100kg de resíduos sólidos contendo cerca de 4kg de cromo.

O solo possui naturalmente concentrações de metais, porém pode mudar devido a geologia de formação e processos de intemperismo que rochas e solo sofreram ao decorrer dos anos.

Os metais não podem ser degradados, como compostos orgânicos. Alguns metais como o cromo (Cr), arsênio (As), selênio (Se) e mercúrio (Hg) podem ser transformados em outros estados de oxidação no solo, reduzindo a sua mobilidade e toxicidade (MCLEAN e BLEDSOE, 1992).

Como os metais irão se comportar no solo vai depender do mecanismo de adsorção e precipitação, podendo mudar a mobilidade do metal do solo para água subterrânea. Quanto o metal entra em contato com o solo irá impactar uma grande extensão vertical, e se a capacidade de retenção do meio for saturada ou se a interação do metal com o meio subterrâneo irá aumentar a sua mobilidade.

A nanotecnologia tem sido incorporada às tecnologias ambientais atualmente disponíveis, podendo ser aplicada na remediação de uma grande variedade de contaminantes, promovendo a redução nos custos e com maiores eficiências e remediação (KARN; KUIKEN; OTTO, 2009).

As nanopartículas (NPs) possuem dimensão entre 1nm e 100nm, devido a este tamanho possuem grande superfície de contato, aumentando o poder de adsorção/reação que estão disponíveis para interagir com a solução em contato, tornando-as mais reativas que materiais de mesma composição em escala macro.

A obtenção do ferro zero valente nanoparticulado ocorre em meio aquoso, por intermédio de processo químico, envolvendo reações de oxidação e redução. O produto da reação é constituído de nanopartículas de ferro acompanhado da formação de aglomerados de ferro metálico (LI; ELLIOT; ZHANG, 2006).

Os primeiros casos da utilização de nanopartículas para descontaminação de águas contaminadas foi na década de 90 sendo, uma tecnologia nova e em fase de estudo e desenvolvimento para aperfeiçoamento. Gillham (1996) utilizou o uso de nanoferro de zero valência na descontaminação de águas com a técnica de barreiras permeáveis reativas (BRP), então baseado na experiência que utilizou o uso de ferro de valência zero, na descontaminação de águas contendo contaminantes do grupo halogenado.

Ponder et al., (2000), utilizou nanopartículas de ferro de valência zero (nFeZ) para descontaminação de águas subterrâneas contendo Cr (VI) e o Chumbo Pb demonstrando boa eficiência na redução do Cr (VI) em Cr (III) e o Pb (II) em Pb (0).

Desde então vários trabalhos e artigos de revisão foram apresentados e mostrou-se eficaz e sua aplicação, podendo ser feita para diferentes contaminantes, tanto para solo e águas. (ZANG et al., 1998; SHEN et al., 2011; FU et al., 2015; WANG et al., 2016).

Nesse sentido o objetivo do trabalho foi avaliar a eficiência da redução do cromo hexavalente para cromo trivalente, testando diferentes relações entre nFeZ e Cromo (VI).

## 2. METODOLOGIA

### 2.1 Local de estudo

A pesquisa foi realizada no Laboratório de Geotecnia Ambiental, localizado no Centro de Tecnologia (CETEC) da Universidade de Passo Fundo, no município de Passo Fundo.

### 2.2 Contaminação da água e análise

O processo contaminação da água foi realizada a partir de uma solução padrão de cromo hexavalente, (Cr VI) com concentração de 10000 mg/L, encomendada para o fabricante em específico nesta concentração, devido ao uso de expressivos valores de contaminação.

A água foi contaminada com 1000 vezes a concentração admitida pela CONAMA 420/2009 para águas subterrâneas (0,05 mg/L), valor, o qual corresponde a 50 mg/L. A Figura 1 apresenta a água subterrânea contaminada.

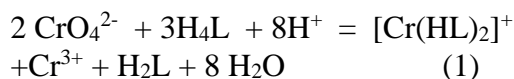
Figura 1. Água contaminada com o Cr (VI)



As análises da redução do cromo hexavalente para o trivalente foram realizadas baseadas no método USEPA, 7196 (1992).

O método 7196A é usado especialmente para determinar a concentração de cromo hexavalente dissolvido em águas subterrâneas, e também pode ser usado para certos resíduos domésticos e industriais. Este método é apenas para a leitura das amostras e foi usado logo após o método USEPA 3060A. Ele envolve a formação de um quelato a partir do Cr (VI) com a difenilcarbazida (H<sub>4</sub>L), dando uma coloração violeta ([Cr (HL)<sub>2</sub>]<sup>+</sup>) para amostra.

O quelato é constituído de 1,2-difenilcarbazona (H<sub>2</sub>L) e Cr (III). (SUSSULINI e ARRUDA, 2006). A reação é representada pela Equação 1:



### 2.3 Nano ferro

As nanopartículas utilizadas nos experimentos foram adquiridas da empresa NANOIRON, s.r.o., e possuem o nome comercial de Nanofer Star. São nanopartículas em pó, com a presença de surfactante na composição, para melhor mobilidade no meio. A Tabela 1 apresenta as principais características destas nanopartículas.

Tabela 1. Características do nFeZ

Nome	Conteúdo em massa (%)
Ferro (Fe)	65 a 80
Magnetita (Fe <sub>3</sub> O <sub>4</sub> ) e óxido de ferro	20 a 30

A suspensão de nano ferro foi produzida através agitação das partículas sólidas em água destilada, com o auxílio de um liquidificador industrial de alta rotação por 10 min, atingindo a concentração de 100g/L. A Figura 2 apresenta uma imagem da suspensão de nano ferro ativado.

Figura 2. Suspensão de nano ferro ativado



## 2.4 Delineamento experimental

Para o delineamento experimental, utilizou-se 3 diferentes relações de nano ferro (nFeZ) e Cromo hexavalente (1000/120; 1000/240; 1000/480 mg/mg), sendo as análises realizadas em duplicatas para todas as relações.

O procedimento de amostragem foi realizado 24 horas após a aplicação da suspensão de nanoferro, sendo posteriormente encaminhadas para análise, através do método colorimétrico com o indicador difenilcarbazida

## 3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados da redução do cromo hexavalente pelo nanoferro, nas diferentes relações estão apresentados na Tabela 2.

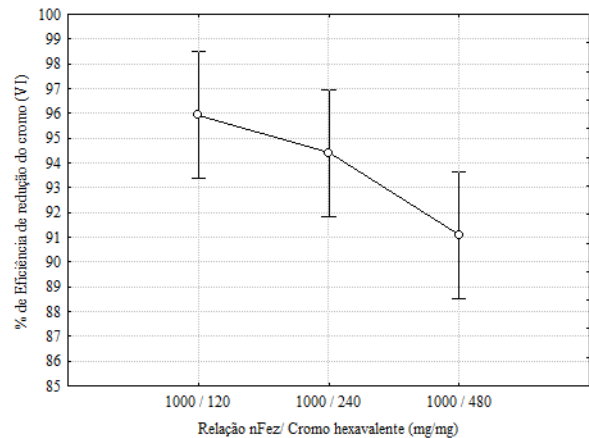
Tabela 2. Redução do Cr(VI)

Relação testada	Média de remoção (%)
1000 mg de nFeZ / 120 mg de Cr (VI)	94,92
1000 mg de nFeZ / 240 mg de Cr (VI)	94,39
1000 mg de nFeZ / 480 mg de Cr (VI)	91,1

Como se observa os valores de eficiência aumentam conforme aumentam a relação de nano ferro para o contaminante.

Através da análise de variância (fator  $p=0,051086$ ), se observa que as três relações testadas não demonstraram diferenças significativas entre si. A Figura 3 apresenta os resultados da análise de variância dos dados.

Figura 3. Análise de variância dos dados.



Todas as relações testadas apresentam a mesma eficiência, mas ainda um pouco abaixo do que preconiza a CONAMA 420/2009, em que a redução deveria atingir 99,9% para se obter o valor de 0,05 mg/L, e foi obtido uma remoção máxima de 94,92%. Testes com relações maiores devem ser realizadas para se atingir maiores valores de eficiência.

Se comprovou que o nano ferro, funciona como um bom agente de remediação de águas superficiais e subterrâneas, tendo em vista seu alto poder de redução do contaminante e seu custo de remediação competitivo, comparado com outros métodos aplicados para o tratamento desse tipo de contaminante.

## 4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A melhor eficiência obtida foi na concentração de 1000mg nFeZ/120mg de Cr (VI), com 94,92% o que demonstra uma boa eficiência do método de redução do contaminante, além do tempo curto para

ocorrer a remediação. As três relações testadas entre o agente redutor e o nanoferro apresentam valores estatisticamente iguais, logo a menor relação seria a mais indicada para a aplicação.

### *Agradecimentos*

Agradecemos ao Grupo de Pesquisa em geotecnia Ambiental UPF-UFRGS, à FAPERGS, CNPQ e CAPES pelo apoio na realização da pesquisa.

## 5. REFERÊNCIAS

CHERNICHARO, C.A.L.; SPERLING, M.V.; SILVA, P.C.; GONÇALVES, R.F. **Tratamento de efluentes de curtumes através de filtros anaeróbios seguidos por biofiltros aerados.** In Anais do XXV Congresso Interamericano de Ingeniera Sanitária y Ambiental, Brasília, DF, p 715-724, 1996.

CARVALHO, B. M. da S., **Nanopartículas de Ferro no tratamento de Solos Contaminados com PCBs.** Dissertação de Mestrado em Engenharia do Ambiente, Universidade de Aveiro Portugal, 2009.

CONSELHO NACIONAL DE MEIO AMBIENTE. **CONAMA Nº 420 - Dispõe sobre critérios e valores orientadores de qualidade do solo quanto à presença de substâncias químicas e estabelece diretrizes para o gerenciamento ambiental de áreas contaminadas por essas substâncias em decorrência de atividades antrópicas.** - Data da legislação: 28/12/2009 - Publicação DOU nº 249, de 30/12/2009, págs. 81-84.

FU, R.; YINGPIN Y.; ZHEN, X.; XIAN, Z.; XIAOPIN, G.; DONGSU, B. The removal of chromium (VI) and lead (II) from groundwater using sepiolite-supported nanoscale zero-

valent iron (S-NFEZ). **Chemosphere.** V. 138, p. 726–734, 2015.

KARN, B.; KUIKEN, T.; OTTO, M. Nanotechnology and in situ remediation: a review of the benefits and potential risks. **Ciência & Saúde Coletiva.** V. 16, p. 165-178, 2011.

LEE, G.; PARK, J.; HARVEY, O.R. Reduction of Chromium(VI) mediated by zero-valent magnesium under neutral pH conditions. **Water Research,** v.47, p.1136-1146, 2013.

LI, X.; ELLIOT, D.W.; ZHANG, W. “Zero-Valent Iron Nanoparticles for Abatement of Environmental Pollutants: **Materials Sciences,** V. 31, p.111-122, 2006.

MCLEAN, J.E & BLEDSOE, B.E. Behavior of Metals in Soils Groud **Water Issue,** s.l: EPA/540/S-92/018, 1992

REDDY, K. R.; DARKO-KAGYA, K.; CAMESELLE, C. Electrokinetic-enhanced transport of lactate-modified nanoscale iron particles for degradation of dinitrotoluene in clayey soils. **Separation and Purification Technology.** V. 79 p.230-237, 2011.

SUSSULINI, A.; ARRUDA, M. A. Z.. **Determinação de cromo (VI) por espectrometria de absorção atômica com chama após a extração e pré-concentração no ponto nuvem.** Eclét. Quím., São Paulo, v.31, n.1, p.73-80, 2006.

TEDESCO, M.J. **Análises de solo, plantas e outros matérias** 2 ed Porto Alegre: Departamento de Solos UFRGS, 1995 174p.

USEPA. U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. **Method 7196A: chromium, hexavalent (colorimetric).** EPA, 1992.

WANG, X.; LAN, L.; ANQI, W.; HUILING,

L.; JUN, M.; MINGSHAN, L. Comparative study on properties, mechanisms of anionic dispersant modified nano zero-valent iron for removal of Cr(VI). **Journal of the Taiwan Institute of Chemical Engineers**, Kunming, v.66, p.115-125, 2016.

## ACOMPANHAMENTO DO PROJETO E EXECUÇÃO DA OBRA DE REABILITAÇÃO E RESTAURAÇÃO DE TRECHO DA ERS 223

**Renan S. Pinto**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul  
renansilveira17@hotmail.com

**Bruna C. Diniz**

Acadêmico do Curso de Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul - UNIJUÍ  
bbrunadiniz@hotmail.com

**Fabiano F. Secchi**

Engenheiro Civil, Superintendente da 5ª Superintendência Regional do DAER/RS

### **Resumo.**

*O presente artigo busca apresentar o projeto de reabilitação e restauração de determinado trecho do pavimento da ERS 223, compreendido no município de Ibirubá - Rio Grande do Sul, por uma extensão de 25,8km. A rodovia funciona sob domínio do DAER-RS (Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem do Estado do Rio grande do Sul), em sua 5ª Super Intendência, situado na cidade de Cruz Alta. O artigo também apresenta o acompanhamento da obra de restauração e reabilitação do pavimento do trecho em estudo. Assim, o principal objetivo do presente artigo é realizar uma análise comparativa por meio de uma revisão bibliográfica, com o que foi realizado em campo e o apresentado em bibliografias pertinentes.*

**Palavras-chave:** Restauração, Pavimento, Projeto.

### **1. INTRODUÇÃO**

Em dezembro de 2014 (dois mil e quatorze) foi assinado o contrato de projeto e reabilitação, e restauração do pavimento (por meio de processo licitatório) de três trechos pertencentes à ERS 223. Os trechos perfazem

um total de 25,8 km, sendo denominados 223ERS0080, 223ERS0090 e ERS0110. O presente artigo visa apresentar o acompanhamento da execução da obra e descrever os métodos e materiais utilizados, problemas encontrados, o estudo realizado para saná-lo, solução encontrada para o problema e acompanhamento das intervenções realizadas no trecho em estudo.

### **2. ESTUDO DO TRECHO A SER RESTAURADO**

Inicialmente serão apresentados dados referentes ao volume diário médio, cálculo do valor de N e levantamentos de campo realizados no trecho em estudo.

#### **2.1 Volume Diário Médio (VDM)**

Para fins de cálculo do Volume Diário Médio (VDM), a contagem de veículos nos três trechos em estudo foi realizada em um total de 16 horas, das 6 horas da manhã às 22 horas da noite, em uma quarta-feira. Foram somados os sentidos de ida e volta e extrapolados de 16 para 24 horas. O fluxo de ida e volta foi somado, e multiplicado por um coeficiente de correção de 1,13. Assim, o ida e



volta foi somado e multiplicado por um coeficiente de correção de 1,13. Assim, o volume diário médio total foi de 4135 veículos, conforme o apresentado na tabela 01.

Tabela 1. Levantamento de tráfego

	Ida	Volta	TOTAL
Passeio	1232	1172	<b>2717</b>
Coletivo	22	20	<b>47</b>
C Lele	52	68	<b>136</b>
C Média	69	87	<b>176</b>
C Pesada	175	180	<b>401</b>
C Ultra	277	305	<b>658</b>
Total	1827	1832	<b>4135</b>

Adaptado do projeto de restauração

## 2.2 Cálculo do N

A partir dos dados do VDM, foram realizadas as projeções do tráfego para o horizonte de projeto de 5 anos, onde foi utilizada a taxa de crescimento de 5% fornecida pelo DAER, para automóveis, utilitários, motos, ônibus e caminhões. A tabela 02 apresenta o número de veículos de passeio, veículos coletivos, carga, taxa e total obtido.

Tabela 2. Tráfego, taxa de crescimento e carga

Ano	Passeio	Coletivo	Carga	Tx. Cresc.	Total
2014	1358	24	686	5%	2068
2015	1426	25	720	5%	2171
2016	1497	26	756	5%	2280
2017	1572	28	794	5%	2394
2018	1651	29	834	5%	2514
2019	1733	31	876	5%	2640

Adaptado do projeto de restauração

Tabela 3. N calculado

Ano	Nº N (10 E 7)	N Acumulado (10 E 7)
2014	<b>0,18</b>	<b>0,18</b>
2015	<b>0,18</b>	<b>0,36</b>
2016	<b>0,19</b>	<b>0,55</b>
2017	<b>0,2</b>	<b>0,76</b>
2018	<b>0,21</b>	<b>0,97</b>
2019	<b>0,22</b>	<b>1,2</b>

Adaptado do projeto de restauração

## 2.3 Levantamentos de campo

Com a finalidade de complementar os dados necessários para o projeto, o DAER forneceu a empresa responsável pelo projeto e restauração do trecho, os levantamentos da Irregularidade Longitudinal (IRI), Afundamento de Trilha de Roda (ATR), Medidas deflectométricas com utilização do FWD e Levantamento Visual Contínuo (LVC) com vídeo registro.

## 2.4. Irregularidade longitudinal e Afundamento de trilha de roda

Os levantamentos de irregularidade longitudinal e as medidas de afundamento de trilha de roda foram realizados utilizando um equipamento de avaliação direta com sensores a laser (barra Laser), nas trilhas de roda interna e externa. As medidas de irregularidade foram integradas a intervalos de 200 metros, enquanto as medidas de afundamento de trilhas de roda foram registradas a cada 20 metros.

## 2.5. Medidas deflectométricas

Os levantamentos deflectométricos foram realizados com emprego do FWD - *Falling Weight Deflectometer*, com aplicação de carga equivalente ao eixo padrão de 8,2 toneladas. As leituras foram realizadas com espaçamento de 200 metros.

## 2.6. Levantamento visual contínuo

Foram registrados os tipos de defeitos da pista de rolamento e dos acostamentos, tais como: trincas (isoladas, tipo jacaré e tipo bloco) painelas, remendos, desgastes, exsudações, escorregamentos, desníveis entre pista e acostamento, e outros. As bases para este levantamento são as formas DNIT PRO 08/2003 e DNIT 006/2003 – PRO.

## 3. PROJETO E EXECUÇÃO DA RESTAURAÇÃO

O segmento rodoviário em estudo possui um pavimento constituído de um revestimento de CBUQ (Concreto Betuminoso Usinado a Quente). Todo o revestimento apresentava trincamento severo das classes FC2 e FC3. O tráfego de veículos de carga na ERS223 é bastante elevado, com  $N_{usace}$  acima de  $10^7$ , o que levou as soluções de reforço de CBUQ com a utilização de Asfalto Modificado por Polímero (AMP).

A utilização de asfaltos modificados por polímeros é atrelada a diminuição das manutenções no pavimento e aumento da vida de serviço do asfalto em locais de difícil acesso ou quanto a interrupção do tráfego para reparos representa um custo muito alto (BERNUCCI *et al.*, 2006). Para os autores, outro tipo de local que pode se beneficiar com a utilização de polímeros junto ao ligante asfáltico é aonde ocorre tráfego canalizado.

O polímero utilizado no trecho em estudo foi o *flexpave* da GRECA. Segundo informações apresentadas pela GRECA (2016), o asfalto modificado por esse tipo de polímero é elastomérico e apresenta menos propagação de trincas, como também redução dos custos atrelados à manutenção do pavimento. Essa redução de custos diz respeito a maior flexibilidade e resistência proporcionada ao pavimento com a adição do polímero.

A partir da análise e do tratamento dos dados de caracterização do pavimento, cada

segmento amostral com extensão de 200 metros foi classificado em uma das cinco categorias (a) ótimo, (b) bom, (c) regular, (d) ruim e (e) péssimo, conforme previsto na Instrução de Serviço Para Estudos e Projetos do CREMA (2013), conforme a tabela 04, pg. 4. O Programa CREMA-RS tem como objetivo instituir um processo sistemático e contínuo de conservação, por meio de ações de restauração e manutenção, da malha de rodovias pavimentadas. Assim, o catálogo de soluções de intervenções de restauração de pavimento (CBUQ – Misturas densas), avalia a propõem soluções para o pavimento, a partir das seguintes avaliações: o VDM,  $N_{usace}$ , Deflexão, ATR e os dados já tratados do Levantamento Visual Contínuo (LVC).

### 3.1. Solução adotada

Por estar com elevado trincamento do trecho, foi recomendado a sua fresagem contínua, embora a solução de catálogo preveja a execução de fresagem descontínua. A decisão de catálogo entre fresagem contínua ou descontínua baseia-se unicamente no nível de irregularidade do pavimento, que se encontrava em estado aceitável.

Para atenuar a irregularidade causada pela fresagem e selar trincas da camada restante de CBUQ, previu-se a execução de uma reperfilagem com massa fina na espessura média de 2,0 centímetros, seguida da execução de 4,0 centímetros de CBUQ com asfalto modificado por polímero. A camada de reperfilagem será executada com CAP 60/85 (Cimento Asfáltico de Petróleo) convencional estendida até os acostamentos de modo a manter um degrau pista-acostamento com no máximo 5,0 centímetros.

Nos segmentos onde a deflexão  $D_0$  encontrada, era maior que a  $D_{adm}$ , o reforço de CBUQ foi dimensionado pela metodologia preconizada em DNER-PRO11/79, resultando em espessuras de até 10 centímetros. A indicação do uso de asfalto com polímero foi

justificada em função do clima da região, demasiadamente quente no verão e frio no inverno, e ainda pelo elevado tráfego, acima de  $N: 10^7$ .

Para fins de exemplificação da maneira de como é determinada a solução para recuperação de um determinado seguimento do pavimento, a tabela 9 apresenta a partir do km 52 + 000 ao km 56 + 800, os dados de

gráficos da deflexão, IRI, ATR e IES. Logo abaixo da mesma tabela 05 é classificado o pavimento dos dois lados da pista, conforme a tabela 04 de Avaliação de Seguintes Homogêneos.

Tabela 4. Classificação de Segmentos Homogêneos

CPR DGP/DAER		CLASSIFICAÇÃO DE SEGMENTOS HOMOGÊNEOS
<i>Estado do Pavimento</i>		
ÓTIMO	OT	Pavimentos novos e bem executados e/ou conservados que necessitam apenas manutenção rotineira
BOM	BO	Pavimentos em bom estado de conservação com algum desgaste superficial trincas pouco severas em áreas limitadas e poucos reparos superficiais (menos de duas ocorrências a cada 200m) e ATR <7mm.
REGULAR	RE	Pavimento trincado em áreas restritas (FC-2ou FC-3) ou grandes extensões com trincamento tipo FC-2, painelas e reparos pouco frequentes (menos de 5 ocorrências a cada 200m) com irregularidade transversal e longitudinal aceitáveis (IRI<3 e ATR<10), podendo apresentar desgaste.
<i>Pavimentos com defeitos generalizados</i>		
RUIM	R1	Pavimento com irregularidade muito elevada IRI>3
	R2	Pavimento com painelas e reparos frequentes (mais de 5 ocorrências a cada 200m)
	R3	Pavimento com trilha de roda >10mm (R3a) ou defeitos de massa (R3b)
	R4	Pavimento com trincamento severo, tipo FC-3
PÉSSIMO	PE	Pavimento com defeitos generalizados e correções prévias. Degradação do revestimento e das demais camadas – infiltração de água e descompactação da base.

Tabela 5. Unifilar de levantamentos e soluções de pavimentação por trecho

m	57		02		04		06		08		58		02		04		06		08		61		02		04		06		08		
	R4	R4	R4	R4	R4	R4	R4	R4	R4	R4	R4	R4	R4	R4	R4	R4	R4	R4	R4	R4	R4	R4	RE	RE	R4	R4	R4	R4	R4	R4	
km	57	02	04	06	08	58	02	04	06	08	59	02	04	06	08	60	02	04	06	08	61	02	04	06	08	62	04	06	08		
CATÁLOGO	R+FDy+CBUQx	R+FDy+CBUQx	R+FDy+CBUQx	R+FDy+CBUQx	R+FDy+CBUQx	R+FDy+CBUQx	R+FDy+CBUQx	R+FDy+CBUQx	R+FDy+CBUQx	R+FDy+CBUQx	R+FDy+CBUQx	R+FDy+CBUQx	R+FDy+CBUQx	R+FDy+CBUQx	R+FDy+CBUQx	R+FDy+CBUQx	R+FDy+CBUQx	R+FDy+CBUQx	R+FDy+CBUQx	R+FDy+CBUQx	R+FDy+CBUQx	R+FDy+CBUQx	R+MRAF 1,5	R+FDy+CBUQx	R+FDy+CBUQx	R+FDy+CBUQx	R+FDy+CBUQx	R+FDy+CBUQx	R+FDy+CBUQx		
	SOLUÇÃO ADOTADA		PLAN		PLAN		PLAN		PLAN		PLAN		PLAN		PLAN		PLAN		PLAN		PLAN		FC4+R-REP2-CBUQp4		PLAN		PLAN		PLAN		
	4,4	3,9	3,5	4,2	3,7	3,7	3,5	3,9	3,2	4,6	4,1	3,4	3,4	3,9	3,4	2,3	3,0	2,2	2,2	3,1	2,9	3,1	1,9	2,9	3,3	3,3	2,6	3,2	3,2		
	5,7	7,5	8,5	12,8	12,9	13,2	10,0	7,3	7,5	11,2	9,8	12,8	5,0	7,4	5,4	9,8	8,4	8,8	8,4	8,8	5,5	2,9	2,4	4,9	8,2	10,1	7,1	4,5	4,3		
	47	30	44	35	43	43	53	46	50	62	41	56	74	80	68	46	64	64	44	44	47	47	57	59	47	39	47	43	45		
	IRIMÉDIO	3,9	4,2	3,7	3,8	3,8	3,9	2,9	3,0	2,2	2,8	3,0	2,2	3,0	2,2	3,0	2,2	3,0	2,2	3,0	2,2	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,9	
	ATR CARACT	8,6	12,8	12,9	12,6	8,0	7,8	9,8	8,4	7,3	11,1	55,3	44,1	44,1	44,1	44,1	44,1	44,1	44,1	44,1	44,1	44,1	44,1	44,1	44,1	44,1	44,1	44,1	44,1	44,1	
	DEF CARACT	48,8	34,9	43,0	57,7	74,5	81,9	46,3	64,2	64,2	64,2	64,2	64,2	64,2	64,2	64,2	64,2	64,2	64,2	64,2	64,2	64,2	64,2	64,2	64,2	64,2	64,2	64,2	64,2	64,2	64,2
	P	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B
	J	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A
	JE	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A
	R	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B
	D	A	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M
	EX																														
	E																														

### 3.2. Acompanhamento da execução dos serviços – (remendo superficial) Fresagem

Foi executada fresagem descontínua de 2 e 3 centímetros de altura para execução de remendo localizado em alguns trechos que foram previamente demarcados pela fiscalização do DAER, antes da execução da capa de CBUQ AMP. A imagem 1 mostra a execução do serviço de fresagem em determinado trecho da ERS.

Imagem 1. Fresagem do pavimento



De acordo com o apresentado por Balbo (2007), a pintura de ligação se dá por bicos espargidores ou por barra espargidora fixada no caminhão, as taxas são controladas conforme o material e a finalidade da aplicação. Na restauração acompanhada, a execução da pintura de ligação, foi realizada por um caminhão por meio da caneta espargidora, o material utilizado foi emulsão asfáltica de ruptura rápida, tipo RR-1C.

Segundo Pessoa (2014) a camada de CBUQ deve ser aplicada sobre a pintura de ligação ou imprimação. Bernucci *et al.* (2006) indicam que o lançamento da mistura asfáltica deverá ser realizado pela vibro acabadora que seja capaz de executar camadas menores de 25mm até 300mm, em larguras que devem ser ajustadas conforme o serviço. A velocidade de deslocamento pode atingir até 20m/min.

Assim, o espalhamento do concreto betuminoso usinado a quente foi realizado com a vibro acabadora de material asfáltico

sobre a pintura de ligação, sendo limitada a abertura da mesa para atender a largura dos remendos, conforme o necessário para o serviço. A imagem 02 apresenta o espalhamento do material asfáltico pelos operários. O CBUQ normalmente era lançado em até 3 horas após executada a pintura de ligação.

Imagem 2. Espalhamento do CBUQ



Após o espalhamento do material na área de remendo e a verificação de que na periferia do reparo não há material excedente, inicia-se a compactação, realizada a cada camada, junto das paredes verticais, progredindo-se com a compactação para o centro do remendo.

A compactação da massa asfáltica deve ser executada enquanto a massa ainda está em temperatura que permita a sua trabalhabilidade, normalmente não inferior a 140°C, pois a compactação em temperatura abaixo da indicada pode ocasionar diminuição da resistência a tração e redução no tempo de vida útil do pavimento (PESSOA, 2014). Todavia, executar a compactação em temperaturas muito elevadas prejudica a compactação da mistura.

A eficiência da compactação da mistura asfáltica depende basicamente de duas condições: a existência de confinamento ao compactar e temperatura adequada da mistura (BERNUCCI *et al.*, 2006). Os autores ainda indicam que o processo de compactação é



composto por duas fases. A primeira é a rolagem de compactação aonde é alcançada a densidade, impermeabilidade e maior parte da suavidade superficial da mistura asfáltica. A segunda é a de acabamento, aonde são realizadas correções de marcas deixadas na superfície do revestimento oriundas da rolagem anterior.

Senço (2001) indica que a utilização de rolos pneumáticos para compactação da mistura deve-se pela facilidade de manobras e possibilidade de alterar a pressão aplicada. A temperatura da massa asfáltica (CBUQ) era constantemente aferida, em diversas etapas da execução da obra. A medição foi feita na chegada do CBUQ, na mesa da vibroacabadora e no momento da compactação.

Inicialmente estavam sendo utilizados um rolo liso e um rolo pneumático, e foi verificado que a vibroacabadora abria uma distância considerável até os rolos no momento da compactação, ficando um tempo maior que o adequado sem a rolagem da capa. Após essa verificação o Engenheiro Fiscal, determinou que fosse incluído mais um rolo pneumático com maior pressão nos pneus, sendo assim os mesmos sem complementaram no momento da compactação para chegar a um grau de compactação ideal.

Senço (2001) indica que é possível aumentar a pressão dos pneus à medida que a massa asfáltica vai esfriando, a fim de favorecer a compactação da mistura asfáltica.

Imagem 3. Compactação com rolo liso



### 3.2. Execução da capa de CBUQ AMP

Para execução da capa selante com CBUQ com asfalto modificado com polímero, foi seguida basicamente a mesma sequência descrita acima, entretanto o controle tecnológico executado e o volume de produção foi muito superior.

A pintura de ligação (conforme imagem 4), foi executada por um caminhão com barra espargidora, o material utilizado foi Emulsão Asfáltica de Ruptura Rápida, tipo RR-1C. A taxa de aplicação da pintura de ligação de projeto era  $0,57 \text{ l/m}^2$ , entretanto, durante a execução do primeiro quilometro de pista, percebeu-se que havia excesso de emulsão na camada, com isso a taxa foi reduzida para  $0,48 \text{ l/m}^2$  ficando mais adequada para o trecho em estudo.



Imagem 4. Pintura de ligação para execução da capa



É importante ressaltar que o tráfego só pode ser liberado após a cura da mistura, que varia de uma a três horas (BERNUCCI et al, 2006). Para o trecho em estudo, foi verificado que o tempo de cura/ruptura da pintura de ligação foi respeitado conforme indica a bibliografia.

O espalhamento do CBUQ AMP foi realizado com a vibroacabadora, sendo limitada sua abertura da mesa em 3,5 metros de largura, que se refere à largura de uma das pistas de rolamento. A espessura de espalhamento do CBUQ solto foi executada com 5,2 cm para que o mesmo fique com 4 cm após compactado. Segundo Pessoa (2014), conforme a vibro acabadora de asfalto se desloca espalhando a mistura asfáltica, o operador enterra a ponta do gabarito metálico na massa asfáltica, e a altura do anel deve ficar nivelado com o CBUQ solto para controle da espessura de espalhamento. A verificação é feita nos dois bordos e no centro do pano que está sendo executado.

*In loco* observou-se que, caso a espessura de espalhamento não estivesse de acordo com a espessura do projeto, o operador regulava a altura da mesa alisadora por intermédio de uma regulagem hidráulica. A imagem 5 demonstra o operário verificando a altura de lançamento do CBUQ.

Imagem 5. Verificação da espessura de lançamento do CBUQ



A compactação foi executada imediatamente ao espalhamento da massa asfáltica pela vibro acabadora. Para que a mistura não tivesse grandes perdas de temperatura a rolagem iniciava imediatamente após o lançamento do CBUQ.

Pessoa (2014) recomenda que para evitar escorregamento do material, a compactação sempre deve iniciar dos bordos para o eixo da pista, nos trechos em tangente, e do bordo mais baixo para o bordo mais alto nos trechos em curva. Em cada passada, o rolo deve recobrir 50% da passada anterior. A densidade de campo deve estar entre 97% e 101% da densidade máxima estabelecida em projeto.

Senço (2001) indica que o tráfego só deve ser liberado após seis horas da execução, pois esse é o tempo necessário para que a mistura asfáltica atinja a temperatura ambiente. A liberação do tráfego ocorria sempre ao final do dia, atendendo ao especificado pela bibliografia.

O controle sobre o grau de compactação foi executado pelos laboratoristas da empresa contratada e também pelos laboratoristas do CAT (Contrato de Apoio Técnico), sendo executados 4 corpos de prova por km de rodovia, do lado direito e lado esquerdo do acostamento e do lado direito e do lado esquerdo do bordo, sempre variando sequência dos lados, (conforme previsto no contrato do

CAT). Após ser analisado as 26 primeiras amostras do CAT, sendo coletadas do km 76 + 800 ao km 70 +000, notou-se que 5 pontos ficaram com o grau de compactação abaixo do aceitável por norma, esses pontos se concentraram entre o km 76 + 860 e o km 75 + 060.

Com os resultados obtidos o Engenheiro responsável expediu um ofício ordenando a execução de um terceiro ensaio, para servir de contraprova e orientou que a realização do ensaio seja e acompanhado pelos dois laboristas da fiscalização do CAT. Até o momento, a contraprova ainda não foi apresentada para a fiscalização do DAER.

Acredita-se que a compactação possa não ter atingido o grau desejado devido a problemas relacionados com a temperatura da mistura asfáltica. Observou-se em campo, uma distância considerável entre a vibroacabadora e os rolos de compactação; essa distância pode ter auxiliado no esfriamento do CBUQ. O problema com o grau de compactação da mistura também pode ser oriundo do número de passadas dos rolos compressores lisos ou pressão do rolo de pneu.

### 3.3. Controle tecnológico

O controle tecnológico foi realizado pela empresa ganhadora do processo licitatório e pelos laboristas do CAT, onde são confrontados ao final da conclusão de cada produção, para que após analisados estatisticamente sejam aprovados pela fiscalização do DAER para medições dos serviços executados e respectivo pagamento.

Para fins de projeto do pavimento foi utilizada a faixa granulométrica: B, conforme a normativa 16/1998 do DAER/RS – ES-P. Com agregados pétreos provindos da Pedreira BRIPAC de Carazinho (Rio Grande do Sul).

O ligante utilizado foi o CAP 60/85 - Betunel. A densidade real do agregado graúdo

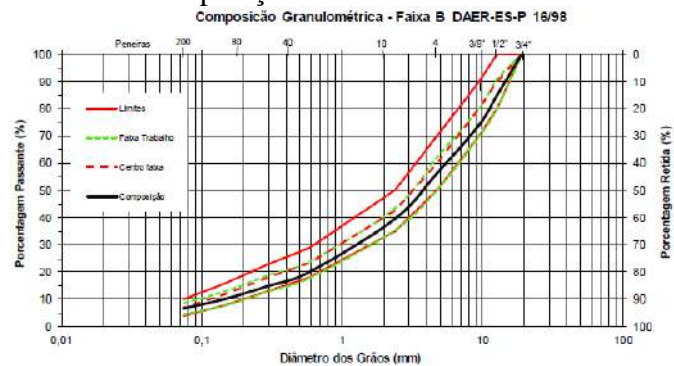
da composição granulométrica da mistura é  $3,026\text{g/cm}^3$  e sua densidade aparente  $2,883\text{g/cm}^3$ . Quanto à absorção do agregado graúdo, o valor obtido foi de 1,65% e a densidade real do agregado miúdo da composição  $2,967\text{g/cm}^3$ .

Quanto à granulometria e composição da mistura asfáltica, abaixo é apresentada a tabela 6. Em sequência, no gráfico 1 é apresentado a composição granulométrica da mistura.

Tabela 6. Granulometria e Composição da mistura

Composição Granulométrica - Projeto CBUG					
SOLICITANTE: Faixa B DAER - BRIPAC					
DATA: Jun/15			OBS.: Faixa B DAER-ES-P 16/98		
<b>1 - GRANULOMETRIA DOS MATERIAIS</b>					
PENEIRA	mm	BRITA 3/4"	BRITA 3/8"	PÓ DE PEDRA	AREIA
3/4"	19,1	99,80	100,00	100,00	100,00
1/2"	12,7	43,57	100,00	100,00	100,00
3/8"	9,5	6,33	95,80	100,00	100,00
n 4	4,75	0,40	8,73	97,25	100,00
n 8	2,38	0,33	0,37	66,60	100,00
n 30	0,59	0,33	0,33	27,90	99,73
n 50	0,297	0,27	0,23	19,00	87,73
n 100	0,15	0,27	0,33	14,35	48,90
n 200	0,074	0,23	0,27	12,65	2,87
<b>2 - COMPOSIÇÃO DA MISTURA</b>					
PENEIRA	mm	27%	17%	50%	6%
3/4"	19,1	26,9	17,0	50,0	6,0
1/2"	12,7	11,8	17,0	50,0	6,0
3/8"	9,5	1,7	16,3	50,0	6,0
n 4	4,75	0,1	1,5	48,6	6,0
n 8	2,38	0,1	0,1	33,3	6,0
n 30	0,59	0,1	0,1	14,0	6,0
n 50	0,297	0,1	0,0	9,5	5,3
n 100	0,15	0,1	0,1	7,2	2,9
n 200	0,074	0,1	0,0	6,3	0,2
frações		BRITA 3/4"	BRITA 3/8"	PÓ DE PEDRA	AREIA
%		27%	17%	50%	6%

Tabela 7. Composição Granulométrica



O cimento asfáltico de petróleo (CAP) utilizado foi o asfalto modificado por polímero (AMP) 60/85, e conforme Laudo da Empresa Betunel, apresentou densidade de  $1,005\text{g/cm}^3$ . As temperaturas recomendadas para mistura são de  $162^\circ\text{C}$  a  $168^\circ\text{C}$  e para

compactação de 140°C a 146°C, conforme relatório encaminhado pela empresa.

Alguns controles foram diariamente executados durante os serviços: amostragem da mistura para avaliação da faixa granulométrica, controles de carga (pelo ticket do caminhão com o peso de entrada e saída); temperatura de chegada (na hora de carregar e vibro acabadora com CBUQ); temperatura de compactação.

#### 4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O acompanhamento de obras e projetos rodoviários é de suma importância para os estudantes que pretendem ingressar no meio após concluir a graduação. Todavia, são poucas as empresas e órgãos que ofertam estágios na área rodoviária, além dos mesmos demandarem ao estudante por muitas vezes um longo deslocamento.

Aliar o estudado com a prática nem sempre se torna possível, devido aos problemas citados anteriormente. Assim, quando é possível realizá-lo, a experiência de realizar análises comparando a bibliografia existente na área com observações realizadas in loco somam ao estudante uma gama muito grande de conhecimento.

Constatou-se que os contratos licenciatórios nem sempre representam exatamente as necessidades das Superintendências Regionais: faltam técnicos para exercer atividades em campo, para cumprir a burocracia imposta pelos pela fiscalização do Tribunal de Contas do Estado (TCE) e falta respaldo jurídico para a tomada de decisões.

#### *Agradecimentos*

Os autores do presente artigo agradecem a 5ª Superintendência do DNER - Rio Grande do Sul, pela oportunidade de acompanhamento da obra e fornecimento dos dados referentes

ao projeto de restauração do trecho em estudo. Agradecem também pela supervisão do Engenheiro Civil Superintendente responsável- Fabiano Fabrin Secchi- pela obra acompanhada.

#### REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BALBO, José Tadeu. Pavimentação asfáltica: materiais, projeto e restauração. São Paulo: Ed. Oficina De Textos, 2007.

BERNUCCI, Liedi Bariani; MOTTA, Laura Maria Goretti da; CERATTI, Jorge Augusto Pereira; SOARES, Jorge Barbosa. PAVIMENTAÇÃO ASFÁLTICA – Formação Básica para Engenheiros. Rio de Janeiro: PETROBRAS: ABEDA, 2006. 504 f.

GRECA. FLEXPAVE – Asfalto Modificado por Polímeros. 2016. Disponível em: <<http://www.grecaasfaltos.com.br/produtos/asfaltos/asfaltos-flexpave-asfalto-modificado-polimeros-elastomericos>>

RELATÓRIO DE REVISÃO EM FASE DE OBRA, Volume 1, Projeto de restauração ERS 223, Porto Alegre, RS, 2015.

RELATÓRIO TÉCNICO Nº 95655 – Projeto da capa do CBUQ AMP da ERS 223, 2015.

SENÇO, Wlastermiler. Manual de Técnicas de Pavimentação. 1 ed. São Paulo: PINI, 2001. 671 p.

PESSOA JR, Elci. Manual de obras rodoviárias e pavimentação urbana: execução e fiscalização. 1 ed. São Paulo: PINI, 2014. 378 p.

## COMPORTAMENTO QUANTO AO RECALQUE DE SOLOS RESIDUAIS DO NOROESTE DO RIO GRANDE DO SUL

**Larissa F. Sasso**

Acadêmica da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul  
larisasso08@hotmail.com

**Felipe F. Kirschner**

Acadêmico da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul  
kirschnerfelipe@gmail.com

**Alexia C. Wagner**

Acadêmica da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul  
alexia-wagner@hotmail.com

**Gabriel Immich**

Egresso da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul  
immichgabriel@yahoo.com.br

**Carlos A. S. P. Wayhs**

Professor/Pesquisador dos cursos de Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ  
carlos.wayhs@unijui.edu.br

**Cesar A. Ruver**

Pesquisador colaborador dos cursos de Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Rio Grande do Sul - UNIJUÍ  
cesar.ruver@gmail.com

**Resumo.** *Projetar fundações de obras requer conhecimento sobre a ocorrência de recalque no solo, garantindo segurança às edificações sujeitas a diferentes solicitações. Uma alternativa eficiente para determinar o recalque é através da prova de carga direta sobre o terreno. Pode-se também obter esse dado por meio da análise de modelos de cálculo semi-empíricos, sendo interessante correlacionar ambos os resultados, obtendo os métodos que apresentam valores próximos àqueles colhidos em campo. Dessa maneira, realizaram-se ensaios de placas, caracterização do solo e SPT nas cidades de Ijuí, Santa Rosa e Coronel Barros e a partir de seus resultados aplicaram-se nove métodos para verificação do recalque, notando-se que as metodologias de Ruver, Peck e Bazarra e a Teoria da Elasticidade aproximaram-se dos valores da fase elástica do solo, enquanto as metodologias de Ruver Limite Superior,*

*Agnostopoulos et al e Meyerhof (1974) alcançaram valores próximos aos de ruptura do solo ou recalque de 25 mm.*

**Palavras-chave:** *Ensaio de Placa. Fundações. Estimativa de recalques.*

### 1. INTRODUÇÃO

De acordo com Simons e Menzies, (1981), a engenharia de fundações pode ser definida como a arte de aplicar cargas estruturais ao terreno, da maneira mais econômica possível, evitando deformações excessivas. Faz-se necessário então, conhecer a formação geológica local, assim como a influência da água sob ou sobre a superfície da crosta como primeiro requisito para o projeto de qualquer obra. Esses estudos permitem alcançar a “boa engenharia”, que certifica a

segurança e, também, a economia (CAPUTO, 1988).

O recalque pode ser definido como o deslocamento vertical da base de uma sapata considerando uma referência sem deslocamento (CINTRA; AOKI; ALBIEIRO, 2014). Segundo Terzaghi e Peck (1962) a atividade mais importante no projeto de fundações é estimar a tensão máxima possível de ser aplicada no solo, sem que este apresente recalques excessivos e nem ocorra sua ruptura.

Conforme a NBR 6122/2010 - Projeto e Execução de Fundações, o recalque pode ser encontrado através de métodos teóricos, empíricos, semi-empíricos e de provas de carga sobre placa. As provas de carga sobre placa dificilmente são executadas, e muitas vezes, a estimativa da tensão é baseada em sondagens SPT, que normalmente é a única investigação geotécnica disponível.

Busca-se então comparar diferentes metodologias de cálculo usuais na engenharia com o ensaio de placas que possibilitem a análise da capacidade de recalque do solo.

A partir do interesse no tema, e da parceria de outro projeto do orientador Mestre Carlos Wayhs com o Doutor Cesar Alberto Ruver, ex-professor da FURG e UFRGS, decidiu-se criar em final de maio de 2014, o projeto de pesquisa institucional denominado de “Estudo da Capacidade de Carga e Recalque de Solos Residuais do Noroeste do Rio Grande de Sul”, vinculado ao Grupo de Pesquisa em Novos Materiais e Tecnologias para a Construção. Como passo seguinte para consolidação desta empreitada, foram adquiridos no segundo semestre de 2014 os equipamentos necessários para a execução de ensaios de placa pela UNIJUÍ (Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul). Assim a pesquisa procura estudar o comportamento dos solos residuais no Noroeste Gaúcho, quanto aos métodos empregados na obtenção da estimativa de tensão admissível e recalque, comparando-se

os valores de campo com os obtidos através de metodologias de cálculo e serviu de tema do trabalho de conclusão de curso de Immich (2016). Assim já foram executados sete ensaios de placa nas cidades de Coronel Barros, Ijuí e Santa Rosa, com um conjunto de placas de 48 cm e 80 cm de diâmetro, e ensaios de sondagem de simples reconhecimento com SPT, para possibilitar as análises.

Dessa maneira, o seguinte trabalho pretende apresentar e analisar o comportamento de solos residuais do noroeste do Rio Grande do Sul em relação ao recalque de fundações superficiais possibilitando a obtenção de dados que permitam aos engenheiros de fundações maior conhecimento e segurança ao desenvolver projetos que envolvam infraestrutura para solos semelhantes aos estudados.

Assim já foram executados sete ensaios de placa nas cidades de Coronel Barros, Ijuí e Santa Rosa, com um conjunto de placas de 48 cm e 80 cm de diâmetro, e ensaios de sondagem de simples reconhecimento com SPT, para possibilitar as análises.

## 2. ENSAIO DE PLACA

De acordo com Ruver (2005), o procedimento denominado ensaio de placas se resume em utilizar placas de metal em que se aplicam diferentes carregamentos para a execução de provas de carga de modo que se possa certificar o comportamento carga-recalque de um solo designado a uma futura fundação.

Assim, o estudo foi realizado na região noroeste do Rio Grande do Sul, utilizando duas placas de aço rígidas, uma de 48 cm e outra de 80 cm, as quais foram carregadas com auxílio de um macaco hidráulico que reage contra uma carga de reação, visando reiterar o comportamento da solicitação de uma fundação superficial.



O ensaio em questão compara os recalques da placa com possíveis recalques da sapata que será executada. Para argilas, a capacidade de carga não depende da dimensão e será a mesma para a placa e também para a sapata, contanto, que os recalques serão proporcionais à dimensão devido ao módulo de deformabilidade conforme Fig. 1. (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2003).

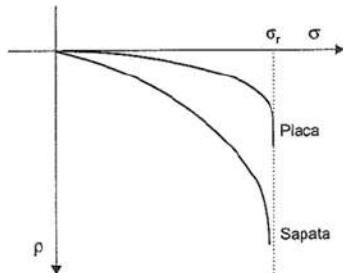


Figura 1: Prova de carga em placa e sapata.

Portanto, segundo Cintra, Aoki e Albiero (2003) estima-se o recalque para o solo da sapata a partir do recalque da placa, de acordo com a Eq. (1), onde,  $\rho_s$  é o recalque da sapata,  $\rho_p$  é o recalque da placa,  $B_s$  o diâmetro proporcional da fundação e  $B_p$  é o diâmetro da placa.

$$\rho_s = \rho_p \cdot \frac{B_s}{B_p} \quad (1)$$

Considerando que o bulbo de tensões da sapata frequentemente é maior que o da placa, o ensaio deve ser utilizado em solos com maior uniformidade e profundidade, de maneira a obter os valores de recalque por meio da prova de carga em placa (CINTRA, AOKI E ALBIERO, 2003).

Para cada solo estudado, serão apresentados os resultados dos ensaios de placas através das curvas carga x recalque, analisando o solo quanto ao recalque em cada uma das cidades onde o estudo foi desenvolvido.

Em Coronel Barros foi utilizada somente a placa de 48 cm, empregando como sistema de reação uma escavadeira hidráulica de 21 toneladas.

No campus da UNIJUÍ em Ijuí, dispondo do mesmo sistema de reação, o ensaio foi executado com placas de 48 e 80 cm. Para a placa de 80 cm o sistema de reação chegou ao limite quando a tensão na placa atingiu o valor de 210 kPa, tendo-se que interromper o ensaio e realizar o descarregamento. Em Santa Rosa o mesmo procedimento foi executado para ambas as placas. No ensaio da placa de 80 cm o sistema de reação chegou ao limite quando a tensão na placa atingiu o valor de 175 kPa, tendo-se que interromper o ensaio e realizar o descarregamento.

Em Ijuí no loteamento Costa do Sol o ensaio envolveu as placas de 48 e 80 cm, sendo que a montagem do equipamento com a placa da 80 cm pode ser vista na Fig. 2. Nos dois ensaios em Ijuí como em Santa Rosa, a placa de 80 cm, pelo atingimento do limite do sistema de reação e por não atingir os valores de ruptura, não se fez possível a realização da análise de recalque.



Figura 2: Ensaio de placa Costa do Sol

Segundo Bär (2015) a ruptura dos ensaios em todas as cidades referente a placa de 48 cm foi do tipo puncionamento e pode ser observado na Fig. 3 no Costa do Sol.



Figura 3: Ruptura por puncionamento



Os resultados referentes às placas de 48 cm estão representados na Fig. 4 (tensão em kPa e recalque em mm), a qual contempla as curvas carga x recalque, desenvolvidas a partir dos dados coletados nos ensaios executados nos diferentes locais.

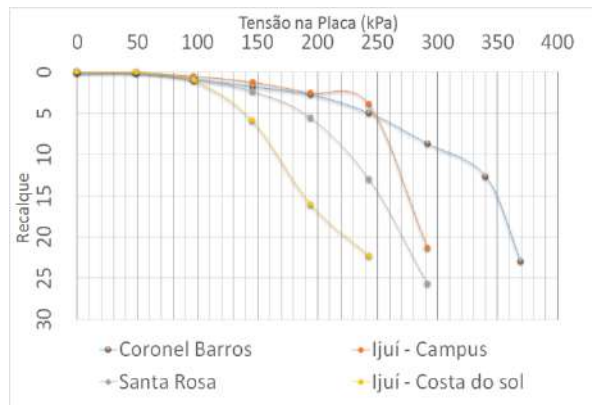


Figura 4: Carga x Recalque placa 48 cm

### 3. SPT

Conforme a Associação Brasileira de Geologia e Engenharia Ambiental (ABGE) (2013), o índice de resistência à penetração (IRP), popularmente conhecido como SPT é executado por meio de sondagem, considerando cada metro de profundidade alcançada. O método consiste na cravação de um amostrador de solo padrão, através de golpes de um martelo com massa de 65 kg, em queda livre de uma altura de 75 cm, anotando-se quantos golpes são necessários para que o amostrador penetre três vezes 15 cm do solo, ou seja, 45 cm.

Dessa forma, esse ensaio é um método de sondagem do subsolo amplamente empregado na atualidade, pois fornece informações técnicas sobre o tipo de solo, além de ser considerado um ensaio simples, prático e econômico em relação a outros métodos disponíveis. (RUFER, 2005).

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), os resultados do SPT sofrem divergências pela energia do golpe do martelo e na composição de haste, pelas variações causadas por

divergentes técnicas de perfuração, bem como equipamentos e procedimentos de ensaios diferenciados, além das condições de solo que variam em cada país. Devido a essas perspectivas RUFER e CONSOLI (2006) utilizam a média aritmética dos valores  $N_{SPT}$  na profundidade de duas vezes a menor dimensão da base da fundação, corrigindo-se a diferença de energia pela multiplicação de um fator de 1,2, resultado da razão entre as energias do SPT comuns brasileira (72 %) pela americana (60 %).

Para relacionar o ensaio SPT com o ensaio de placa, o  $N_{SPT}$  adotado foi referente à profundidade de duas vezes a sua menor dimensão, sendo adotado para a placa de 48 cm de diâmetro uma profundidade de 96 cm.

Os valores de  $N_{SPT}$  foram retirados dos relatórios de SPT cedidos pelas empresas de sondagem que realizaram o ensaio nos locais, próximas em média de 6 m dos ensaios de placa. Para a aplicação nas metodologias de cálculos semi-empíricas, os valores de  $N_{SPT}$  adotados respectivamente em número de golpes na cidade de Ijuí para a região do campus foi 7, para a região do loteamento Costa do Sol foi 8, na cidade de Coronel Barros 9 e finalmente para Santa Rosa 8.

Para a obtenção das estimativas de recalque utilizou-se os métodos apresentados no item a seguir.

### 4. ESTIMATIVAS DE RECALQUE

Apresentam-se neste item as metodologias utilizadas para obtenção dos recalques referentes aos solos em estudo, assim como seus valores estimados. Sendo que para a análise e compreensão dos mesmos, utilizaram-se os ensaios de placa de 48 cm, uma vez que estes chegaram à ruptura do solo, o que não ocorreu nos ensaios com as placas de 80 cm, que não apresentaram um comportamento próximo à ruptura. Não serão discriminadas neste artigo o significado das

variáveis das fórmulas por questões de limite de espaço, porém poderão ser obtidas em Immich (2016).

#### 4.1 Teoria da elasticidade

Conforme Cintra, Aoki e Albiero (2003), considerando uma sapata que esteja apoiada em uma camada homogênea de solo com deformabilidade constante em relação a profundidade, o recalque pode ser encontrado pela Eq. (2).

$$\rho_i = \sigma \cdot B \left[ \frac{1-\nu^2}{E_s} \right] I_p \quad (2)$$

Dessa forma o recalque imediato pode ser encontrado para diferentes valores de carga ( $\sigma$ ). Para o cálculo, o coeficiente de Poisson considerado foi de  $\nu = 0,5$ , o qual representa a pior condição para uma argila de acordo Teixeira e Godoy (1998). Segundo Cintra, Aoki e Albiero (2003) o  $I_p$  é um fator de influência que depende da forma e rigidez da sapata. O valor do módulo de elasticidade  $E_s$  é encontrado pela Eq. (3) apresentada por Ruver (2005) para solos residuais.

$$E_s = 2,01 \cdot N_{SPT60} \quad (3)$$

Os resultados obtidos com essa metodologia apresentam-se na Tabela 1, considerando que os valores de cargas são referentes aos acréscimos utilizados no ensaio de placas.

**Tabela 1: Recalque Teoria da Elasticidade**

Carga	Coronel Barros		Ijuí - Campus		Santa Rosa		Ijuí - Costa do Sol	
	Recalque (mm)		Recalque (mm)		Recalque (mm)		Recalque (mm)	
	w centro	w real	w centro	w real	w centro	w real	w centro	w real
49	0,81	0,03	1,04	0,00	0,91	0,04	0,91	0,00
97	1,61	0,85	2,07	0,45	1,81	0,79	1,81	1,02
146	2,42	1,75	3,11	1,16	2,72	2,34	2,72	5,88
194	3,22	2,73	4,14	2,46	3,62	5,49	3,63	16,07
243	4,03	4,96	5,18	3,88	4,53	12,95	4,53	22,31
292	4,84	8,70	6,23	21,31	5,45	25,63	-	-
340	5,64	12,64	-	-	-	-	-	-
369	6,12	22,98	-	-	-	-	-	-

#### 4.2 Método de Schultze e Sheriff

A partir de métodos estatísticos, Schultze e Sheriff (1973) realizaram várias correlações entre recalque e SPT, desenvolvendo um método para previsões de recalques. O modelo desenvolvido utiliza como princípio o comprimento, profundidade e largura da fundação, além da espessura da camada granular, fornecendo a estimativa de recalque ( $\rho$ ) em mm pela Eq. (4) (SCHULTZE; SHERIFF, 1973).

$$\rho = \frac{sP}{N_{SPT}^{0,87} \cdot \left[ 1 + \left( 0,4 + \frac{D}{B} \right) \right]} \quad (4)$$

Então, a partir da Eq. (4) determinou-se o recalque para diferentes valores de carga, comparando-se com os valores de recalque reais ( $w$ ) provenientes do ensaio de placas, sendo disponibilizado na Tabela 2.

**Tabela 2: Recalque Schultze e Sheriff (1973)**

Carga	Coronel Barros		Ijuí - Campus		Santa Rosa		Ijuí - Costa do Sol	
	Recalque (mm)		Recalque (mm)		Recalque (mm)		Recalque (mm)	
	w centro	w real	w centro	w real	w centro	w real	w centro	w real
49	1,80	0,03	2,24	0,00	2,00	0,04	1,98	0,00
97	3,57	0,85	4,44	0,45	3,95	0,79	3,96	1,02
146	5,37	1,75	6,68	1,16	5,95	2,34	5,94	5,88
194	7,14	2,73	8,88	2,46	7,91	5,49	7,92	16,07
243	8,94	4,96	11,13	3,88	9,91	12,95	9,90	22,31
292	10,74	8,70	13,37	21,31	11,90	25,63	-	-
340	12,51	12,64	-	-	-	-	-	-
369	13,58	22,98	-	-	-	-	-	-

#### 4.3 Método de Meyerhof

O método de Meyerhof (1965) sugere que a tensão admissível para uma fundação poderia ser estimada com base nos resultados SPT, sendo que essa tensão inclui um fator de segurança de 3. Assumindo que tal tensão gere um recalque de 25 mm, foi proposto a Eq. (5) e Eq (6), onde o recalque ( $s$ ) é encontrado em polegadas a partir de uma tensão atuante em  $tsf$  ( $q$ ), valor do SPT ( $N$ ) e pela base da fundação em pés ( $B$ ).

$$s = \frac{4q}{N} \quad B \leq 4 \text{ pés} \quad (5)$$

$$s = \left(\frac{6q}{N}\right) \cdot \left(\frac{B}{B+1}\right)^2 \quad B > 4 \text{ pés} \quad (6)$$

O método de Meyerhof (1974) modifica as expressões anteriores demonstradas, onde o recalque (s) é encontrado em polegadas pela Eq. (7) por meio de valores da tensão atuante em tsf (q), da base da fundação em pés (B), do valor do SPT e pela correção da profundidade ( $C_d$ ) dada pela Eq. (8).

$$s = \left(q \cdot \frac{B^2}{2N}\right) \cdot C_d \quad B \leq 4 \text{ pés} \quad (7)$$

$$C_d = 1 - 0.25 \left(\frac{D}{B}\right) \quad (8)$$

Os resultados de recalque obtidos com esses métodos encontram-se nas Tabelas 3 e 4 considerando diferentes valores de carga e comparando-se com os valores de recalque reais (w) retirados do ensaio de placas.

Tabela 3: Recalque Meyerhof (1965)

Carga	Coronel Barros		Ijuí - Campus		Santa Rosa		Ijuí - Costa do Sol	
	Recalque (mm)		Recalque (mm)		Recalque (mm)		Recalque (mm)	
	w centro	w real	w centro	w real	w centro	w real	w centro	w real
49	4,30	0,03	5,53	0,00	4,84	0,04	4,79	0,00
97	8,51	0,85	10,94	0,45	9,57	0,79	9,59	1,02
146	12,81	1,75	16,47	1,16	14,41	2,34	14,38	5,88
194	17,02	2,73	21,88	2,46	19,14	5,49	19,18	16,07
243	21,31	4,96	27,40	3,88	23,98	12,95	23,97	22,31
292	25,61	8,70	32,93	21,31	28,81	25,63	-	-
340	29,82	12,64	-	-	-	-	-	-
369	32,37	22,98	-	-	-	-	-	-

Tabela 4: Recalque Meyerhof (1974)

Carga	Coronel Barros		Ijuí - Campus		Santa Rosa		Ijuí - Costa do Sol	
	Recalque (mm)		Recalque (mm)		Recalque (mm)		Recalque (mm)	
	w centro	w real	w centro	w real	w centro	w real	w centro	w real
49	4,67	0,03	3,00	0,00	2,63	0,04	2,61	0,00
97	4,62	0,85	5,94	0,45	5,20	0,79	5,21	1,02
146	6,96	1,75	8,95	1,16	7,83	2,34	7,82	5,88
194	9,25	2,73	11,89	2,46	10,40	5,49	10,42	16,07
243	11,58	4,96	14,89	3,88	13,03	12,95	13,03	22,31
292	13,92	8,70	17,89	21,31	15,66	25,63	-	-
340	16,21	12,64	-	-	-	-	-	-
369	17,59	22,98	-	-	-	-	-	-

#### 4.4 Método de D'Appolonia et al.

D' Appolonia et al (1968) estudou sobre a performance do recalque em várias fundações. Para isso usou uma modificação da equação de Terzaghi e Peck (1948, 1967) e de Meyerhof (1956, 1965), e baseado em suas observações, propôs as Eq. (9) e Eq. (10), onde o recalque (s) é obtido em polegadas, a partir da tensão atuante em tsf (q), da fundação em pés (B), do valor do SPT (N) e utilizando uma correção da profundidade ( $C_d$ ) pela Eq. (11).

$$s = \left(\frac{16q}{3N}\right) \cdot C_d \quad B \leq 4 \text{ pés} \quad (9)$$

$$s = \left(\frac{8q}{N}\right) \cdot \left(\frac{B}{B+1}\right)^2 \cdot C_d \quad B > 4 \text{ pés} \quad (10)$$

$$C_d = 1 - 0.25 \left(\frac{D}{B}\right) \quad (11)$$

Os valores de recalque encontrados a partir dessa metodologia, estão disponíveis na Tabela 5, comparando-se com os valores de recalque reais (w) retirados do ensaio de placas.

Tabela 5: Recalque D'Appolonia et al. (1968)

Carga	Coronel Barros		Ijuí - Campus		Santa Rosa		Ijuí - Costa do Sol	
	Recalque (mm)		Recalque (mm)		Recalque (mm)		Recalque (mm)	
	w centro	w real	w centro	w real	w centro	w real	w centro	w real
49	5,73	0,03	7,37	0,00	6,45	0,04	6,39	0,00
97	11,34	0,85	14,59	0,45	12,76	0,79	12,78	1,02
146	17,07	1,75	21,95	1,16	19,21	2,34	19,18	5,88
194	22,69	2,73	29,17	2,46	25,52	5,49	25,57	16,07
243	28,42	4,96	36,54	3,88	31,97	12,95	31,96	22,31
292	34,15	8,70	43,91	21,31	38,42	25,63	-	-
340	39,76	12,64	-	-	-	-	-	-
369	43,15	22,98	-	-	-	-	-	-

#### 4.5 Método de Anagnostopoulos et al.

Anagnostopoulos et al (1991) propôs agrupar as estimativas de recalque conforme a dimensão da fundação e a rigidez do solo, tendo como base uma avaliação estatística dos recalques medidos e também múltiplas análises de regressão. Sendo os recalques dados pelas Eq. (12), (13), (14), (15) e (16),

onde  $s$  é o recalque em mm,  $q$  é a tensão atuante em kPa,  $B$  a fundação em m.

$$s = \frac{0.57 \cdot q^{0.94} \cdot B^{0.90}}{N^{0.87}} \quad 0 < N \leq 10 \quad (12)$$

$$s = \frac{0.35 \cdot q^{1.01} \cdot B^{0.69}}{N^{0.94}} \quad 10 < N \leq 30 \quad (13)$$

$$s = \frac{604 \cdot q^{0.90} \cdot B^{0.76}}{N^{2.82}} \quad N > 30 \quad (14)$$

$$s = \frac{1.90 \cdot q^{0.77} \cdot B^{0.45}}{N^{1.08}} \quad B \leq 3m \quad (15)$$

$$s = \frac{1.64 \cdot q^{1.02} \cdot B^{0.59}}{N^{1.37}} \quad B > 3m \quad (16)$$

Estes valores de recalque estão disponíveis na Tabela 6, comparando-se com os valores de recalque reais ( $w$ ) retirados do ensaio de placas.

Tabela 6: Anagnostopoulos et al. (1991)

Carga	Coronel Barros		Ijuí - Campus		Santa Rosa		Ijuí - Costa do Sol	
	Recalque (mm)	Recalque (mm)	Recalque (mm)	Recalque (mm)	Recalque (mm)	Recalque (mm)	Recalque (mm)	Recalque (mm)
	w centro	w real	w centro	w real	w centro	w real	w centro	w real
49	3,24	0,03	4,54	0,00	3,97	0,04	3,94	0,00
97	5,83	0,85	8,05	0,45	7,05	0,79	7,06	1,02
146	8,31	1,75	11,37	1,16	9,96	2,34	9,95	5,88
194	10,64	2,73	14,46	2,46	12,68	5,49	12,70	16,07
243	12,96	4,96	17,50	3,88	15,35	12,95	15,34	22,31
292	15,23	8,70	20,45	21,31	17,94	25,63	-	-
340	17,42	12,64	-	-	-	-	-	-
369	18,72	22,98	-	-	-	-	-	-

#### 4.6 Método de Ruver

Conforme Ruver (2005), esse método determina o recalque em sapatas de solos residuais estatisticamente através da Eq. (17), na qual o recalque é em mm,  $q$  a tensão aplicada a fundação,  $B$  a menor dimensão da sapata,  $q$  a tensão aplicada ( $kN/m^2$ ), e  $N_{SPT,60}$  é a média aritmética do número de golpes do ensaio SPT a uma profundidade de  $2B$  abaixo da cota de assentamento da fundação, com a correção de energia de 60%.

$$\rho = \frac{0.308 \cdot q \cdot B}{N_{SPT,60}^{0.93}} \quad (17)$$

Ainda de acordo com Ruver (2005), para um valor de recalque mais confiável, definiu-se um intervalo determinando-se os valores prováveis mínimos e máximos de recalque, sendo a Eq. (18) para recalque mínimo a Eq. (19) para o máximo.

$$\rho_{\min} = \frac{0.505 \cdot q \cdot B \cdot 10^H}{N_{SPT,60}^{0.93}} \quad (18)$$

$$\rho_{\max} = \frac{0.188 \cdot q \cdot B}{N_{SPT,60}^{0.93} \cdot 10^H} \quad (19)$$

Onde  $H$  é definido pela Eq. (20).

$$H = \sqrt{[\log(N_{SPT,60})]^2 - 2 \cdot [\log(N_{SPT,60})] + 1,11} \quad (20)$$

Determinou-se o recalque estimado, realizado através da Eq. (17), pela Eq. (19) para o limite máximo e pela Eq. (18) para o limite mínimo, comparando-se com os valores de recalque reais ( $w$ ) dos ensaios de placas. Os resultados apresentam-se nas Tabelas 7, 8 para o limite inferior e 9 para o superior.

Tabela 7: Recalque método de Ruver (2005)

Carga	Coronel Barros		Ijuí - Campus		Santa Rosa		Ijuí - Costa do Sol	
	Recalque (mm)	Recalque (mm)	Recalque (mm)	Recalque (mm)	Recalque (mm)	Recalque (mm)	Recalque (mm)	Recalque (mm)
	w centro	w real	w centro	w real	w centro	w real	w centro	w real
49	0,79	0,03	1,00	0,00	0,88	0,04	0,88	0,00
97	1,57	0,85	1,98	0,45	1,75	0,79	1,75	1,02
146	2,36	1,75	2,98	1,16	2,63	2,34	2,63	5,88
194	3,14	2,73	3,96	2,46	3,50	5,49	3,51	16,07
243	3,93	4,96	4,96	3,88	4,38	12,95	4,38	22,31
292	4,72	8,70	5,96	21,31	5,27	25,63	-	-
340	5,50	12,64	-	-	-	-	-	-
369	5,97	22,98	-	-	-	-	-	-

Tabela 8: Ruver (2005) limite inferior

Carga	Coronel Barros		Ijuí - Campus		Santa Rosa		Ijuí - Costa do Sol	
	Recalque (mm)	Recalque (mm)	Recalque (mm)	Recalque (mm)	Recalque (mm)	Recalque (mm)	Recalque (mm)	Recalque (mm)
	w centro	w real	w centro	w real	w centro	w real	w centro	w real
49	0,22	0,03	0,28	0,00	0,25	0,04	0,25	0,00
97	0,44	0,85	0,55	0,45	0,50	0,79	0,50	1,02
146	0,67	1,75	0,83	1,16	0,75	2,34	0,75	5,88
194	0,89	2,73	1,11	2,46	0,99	5,49	1,00	16,07
243	1,11	4,96	1,38	3,88	1,25	12,95	1,25	22,31
292	1,34	8,70	1,66	21,31	1,50	25,63	-	-
340	1,56	12,64	-	-	-	-	-	-
369	1,69	22,98	-	-	-	-	-	-

Tabela 9: Ruver (2005) limite superior

Carga	Coronel Barros		Ijuí - Campus		Santa Rosa		Ijuí - Costa do Sol	
	Recalque (mm)		Recalque (mm)		Recalque (mm)		Recalque (mm)	
	w centro	w real	w centro	w real	w centro	w real	w centro	w real
49	2,80	0,03	3,59	0,00	3,11	0,04	3,09	0,00
97	5,54	0,85	7,11	0,45	6,16	0,79	6,18	1,02
146	8,34	1,75	10,70	1,16	9,28	2,34	9,26	5,88
194	11,08	2,73	14,22	2,46	12,33	5,49	12,35	16,07
243	13,88	4,96	17,81	3,88	15,44	12,95	15,44	22,31
292	16,68	8,70	21,41	21,31	18,56	25,63	-	-
340	19,42	12,64	-	-	-	-	-	-
369	21,08	22,98	-	-	-	-	-	-

#### 4.7 Método de Burland & Burbidge

De acordo com Burland e Burbidge (1985), o método permite calcular o recalque em areias por meio do ensaio SPT, fazendo uso do  $N_{60}$ , que precisa ser corrigido ( $N_{60(a)}$ ), dependendo das características do solo. Utiliza-se então a Eq. (21) para solos com seixos ou seixos mais areia, e a Eq. (22) para siltes arenosos, com  $N_{60}$  superior a 15 golpes e abaixo do lençol freático.

$$N_{60(a)} = 1,25 \cdot N_{60} \quad (21)$$

$$N_{60(a)} = 15 + 0,5(N_{60} - 15) \quad (22)$$

Conforme Burland e Burbidge (1985) o recalque ( $\rho$ ) pode ser calculado em mm através da Eq. (23), na qual o índice de compressão  $I_c$  dado pela Eq. (24).

$$\rho = \sigma' \cdot B^{0,7} \cdot I_c \quad (23)$$

$$I_c = \frac{1,71}{N_{60}^{1,4}} \quad (24)$$

Determinou-se o recalque estimado, realizado através da Eq. (23), e comparou-se com os retirados do ensaio de placas. Os resultados apresentam-se na Tabela 10.

Tabela 10: Burland e Burbidge (1985)

Carga	Coronel Barros		Ijuí - Campus		Santa Rosa		Ijuí - Costa do Sol	
	Recalque (mm)		Recalque (mm)		Recalque (mm)		Recalque (mm)	
	w centro	w real	w centro	w real	w centro	w real	w centro	w real
49	1,79	0,03	2,55	0,00	2,11	0,04	2,10	0,00
97	3,55	0,85	5,04	0,45	4,18	0,79	4,19	1,02
146	5,34	1,75	7,59	1,16	6,30	2,34	6,29	5,88
194	7,09	2,73	10,09	2,46	8,37	5,49	8,38	16,07
243	8,89	4,96	12,63	3,88	10,48	12,95	10,48	22,31
292	10,68	8,70	15,18	21,31	12,59	25,63	-	-
340	12,43	12,64	-	-	-	-	-	-
369	13,49	22,98	-	-	-	-	-	-

#### 4.8 Método de Terzaghi e Peck

Esse método se baseia nos diagramas de capacidade de carga desenvolvidos pelas equações de capacidade de carga de Meyerhof (1956) obtido pelas Eq. (25) e (26) (LUTENEGGER; DEGROOT, 1995). Nas quais  $S$  é o recalque em polegadas,  $Q$  a tensão atuante em tsf,  $N$  o valor do SPT e  $B$  a base da fundação em pés.

$$s = \left( \frac{8q}{N} \right) \cdot C_w \cdot C_d \quad B \leq 4 \text{ pés} \quad (25)$$

$$s = \left( \frac{12q}{N} \right) \cdot \left( \frac{B}{B+1} \right)^2 \cdot C_w \cdot C_d \quad B \geq 4 \text{ pés} \quad (26)$$

Pode-se determinar nas equações que  $C_w$  é o fator de correção do nível da água obtido pelas Eq. (27) e (28), sendo  $C_d$  a correção da profundidade gerada pela Eq. (29) na qual  $w$  é a profundidade do nível de água e  $D$  a profundidade da fundação.

$$C_w = 2 - \left( \frac{w}{2B} \right) \leq 2 \quad (27)$$

$$C_w = 2 - 0,5 \cdot \left( \frac{D}{B} \right) \leq 2 \quad (28)$$

$$C_d = 1 - 0,25 \cdot \left( \frac{D}{B} \right) \quad (29)$$

Foram determinados os recalques estimados. Os resultados apresentam-se na Tabela 11.



Tabela 11: Terzaghi e Peck (1948, 1967)

Carga	Coronel Barros		Ijuí - Campus		Santa Rosa		Ijuí - Costa do Sol	
	Recalque (mm)		Recalque (mm)		Recalque (mm)		Recalque (mm)	
	w centro	w real	w centro	w real	w centro	w real	w centro	w real
49	1,92	0,03	1,01	0,00	0,88	0,04	0,87	0,00
97	3,80	0,85	1,99	0,45	1,74	0,79	1,75	1,02
146	5,72	1,75	3,00	1,16	2,62	2,34	2,62	5,88
194	7,61	2,73	3,99	2,46	3,49	5,49	3,49	16,07
243	9,53	4,96	4,99	3,88	4,37	12,95	4,37	22,31
292	11,45	8,70	6,00	21,31	5,25	25,63	-	-
340	13,33	12,64	-	-	-	-	-	-
369	14,47	22,98	-	-	-	-	-	-

#### 4.9 Método de Peck e Bazarra (1969)

Tal método sugere uma nova correção do valor N levando em conta o incremento da sobrecarga na capacidade de carga. O recalque é calculado pelas Eq. (30) e (31), nas quais s é o recalque em polegadas, q a carga em tsf, Nc o valor do N<sub>SPT</sub> corrigido, dado pelas Eq. (32) e (33) e C<sub>w</sub> a correção do nível de água. Recomenda-se: se a lâmina da água está abaixo da profundidade da fundação mais metade de sua base considerar o valor como 1,0, enquanto que C<sub>a</sub> é a correção da profundidade dado pela Eq. (34).

$$s = \left( \frac{16 \cdot q}{3 \cdot N_c} \right) \cdot C_d \cdot C_w \quad B \leq 4 \text{ pés} \quad (30)$$

$$s = 8 \cdot \frac{q}{N_c} \cdot \left( \frac{B}{B+1} \right)^2 \cdot C_d \cdot C_w \quad B > 4 \text{ pés} \quad (31)$$

$$N_c = \frac{4 \cdot N}{1 + 2p'} \quad p' \leq 1.5 \text{ ksf} \quad (32)$$

$$N_c = \frac{4 \cdot N}{3.25 + 0.5p'} \quad p' \leq 1.5 \text{ ksf} \quad (33)$$

$$C_d = 1 - 0.4 \left( \frac{yD}{q} \right)^{0.5} \quad (34)$$

Nas equações acima, p' a sobrecarga para uma profundidade da cota da fundação mais metade de sua base em ksf e C<sub>a</sub> é o fator da profundidade, y a densidade do solo, D a profundidade da fundação em pés, q a carga em tsf.

A partir das equações determinou-se o recalque estimado, realizando se a correção do

N<sub>SPT</sub>, se comparou-se com os valores retirados do ensaio de placas. Os resultados apresentam-se na Tabela 12.

Tabela 12: Recalque Peck e Bazarra (1969)

Carga	Coronel Barros		Ijuí - Campus		Santa Rosa		Ijuí - Costa do Sol	
	Recalque (mm)		Recalque (mm)		Recalque (mm)		Recalque (mm)	
	w centro	w real	w centro	w real	w centro	w real	w centro	w real
49	4,30	0,03	5,53	0,00	4,84	0,04	4,79	0,00
97	8,51	0,85	10,94	0,45	9,57	0,79	9,59	1,02
146	12,81	1,75	16,47	1,16	14,41	2,34	14,38	5,88
194	17,02	2,73	21,88	2,46	19,14	5,49	19,18	16,07
243	21,31	4,96	27,40	3,88	23,98	12,95	23,97	22,31
292	25,61	8,70	32,93	21,31	28,81	25,63	-	-
340	29,82	12,64	-	-	-	-	-	-
369	32,37	22,98	-	-	-	-	-	-

## 5. RESULTADOS

Em relação ao ensaio de placas, nota-se que a tensão dos solos se encontra em uma faixa de 121,46 kPa até 180,25 kPa). Percebeu-se que o rompimento dos solos das diferentes cidades foi por puncionamento, considerando a ruptura ou recalque de 25mm. O mesmo fato também ocorre em solos da região, conforme Russi (2007) e Kublick (2010) que realizaram ensaios em Santo Ângelo e Santa Maria.

Os recalques estimados a partir das metodologias teóricas e semi-empíricas foram comparados com os recalques reais obtidos através do ensaio de placas e apresentam-se: na Fig. 6 para o solo de Coronel Barros, Fig. 7 para o do Campus, Fig. 8 para o de Santa Rosa e Fig. 9 para o do Costa do Sol.

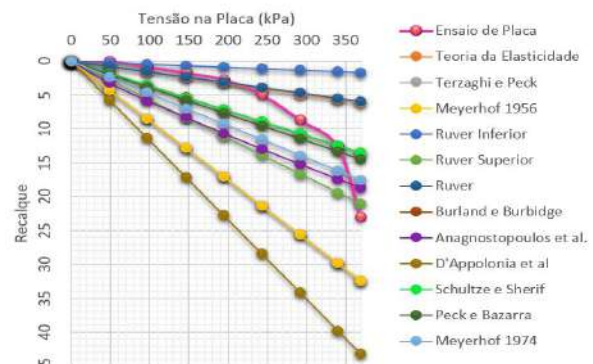


Figura 6: Carga x recalque Coronel Barros



Após a análise dos métodos de previsão de recalque para o solo de Coronel Barros, percebe-se que os métodos do Ruvér e a Teoria da Elasticidade se aproximam muito na previsão da fase elástica do solo, enquanto o método de Ruvér considerando o limite superior foi o que mais se aproximou da determinação do recalque no momento de ruptura do solo.

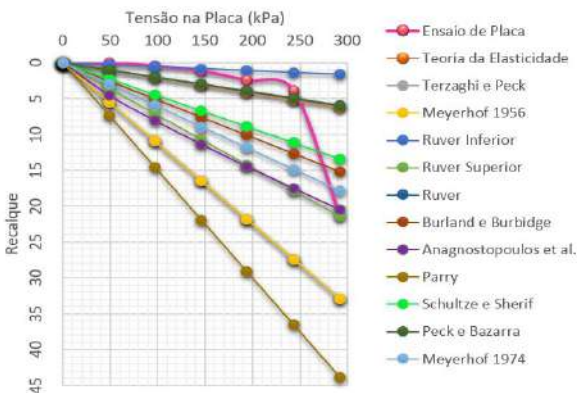


Figura 7: Carga x recalque Campus

Considerando o solo de Ijuí, no Campus, os valores encontrados pela Teoria da Elasticidade, Método de Ruvér e pelo método de Peck e Bazarra foram os que se aproximaram do recalque na fase elástica, em contrapartida, os métodos de Ruvér pelo limite superior, o de Anagnostopoulos et al e o método de Meyerhof (1974) ficaram mais próximos da estimativa do recalque no momento de ruptura.

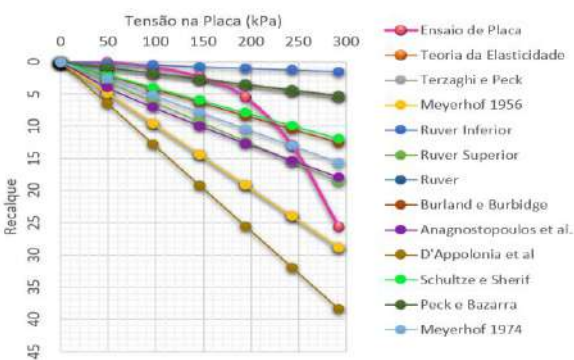


Figura 8: Carga x recalque Santa Rosa

Em relação ao solo de Santa Rosa, os resultados obtidos através da Teoria da Elasticidade, Método de Ruvér e Método de Peck e Bazarra foram os que ficaram mais próximos do recalque na fase elástica, ao passo que o método de Meyerhof (1956) foi o mais próximo da previsão do recalque no momento de ruptura.

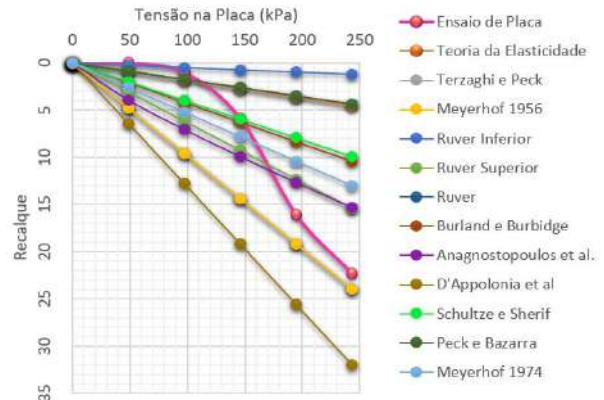


Figura 9: Carga x recalque Costa do Sol

Por fim, analisando o solo de Ijuí referente ao Costa do Sol, as estimativas fornecidas pela Teoria da Elasticidade, Método de Ruvér e Método de Peck e Bazarra se aproximaram mais do recalque na fase elástica. Já o método de Meyerhof (1956) foi o mais próximo da previsão do recalque próximo aos 25mm.

### 5.1 Autorizações/Reconhecimento

Os autores são responsáveis por garantir o direito de publicar todo o conteúdo de seu trabalho. E reconhecem ao MEC/SESu pela oportunidade de participação na pesquisa como bolsistas PET.

### Agradecimentos

Agradecemos à Camillo Construções e Terraplanagens Ltda. e à Prefeitura de Santa Rosa por cederem as escavadeiras hidráulicas utilizadas nos ensaios. Agradecemos ao LEC (Laboratório de Engenharia Civil) da UNIJUÍ

pelo empréstimo de equipamentos para os ensaios. Às empresas FUNDERS e Minerag pela execução das sondagens SPT e a disponibilização dos respectivos relatórios.

## 6. REFERÊNCIAS

ANAGNOSTOPOULOS, A.G.; PAPADOPOULOS, B.P.; KAVVADAS, M.J., **Direct estimation of settlements on sand, based on SPT results.** *Proceedings of the 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 2, 1991 P. 293-296.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA E ENGENHARIA AMBIENTAL. **Diretrizes para classificação de sondagens.** São Paulo, 2013. 118 p.

BÄR, B. V.. **Estudo da Capacidade de Carga e Recalque de Solos Residuais do Noroeste do Rio Grande do Sul.** 2015. Trabalho de Conclusão de Curso. Curso de Engenharia Civil, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ, Ijuí, 2015.

BURLAND, J.B. AND BURBIDGE, M.C. **Settlement of foundations on sand and gravel.** *Proceedings of the Institute of Civil Engineers*, Part 1, Vol. 78, 1985.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações: fundamentos.** 6. Ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1988. P. 234

CINTRA, J. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas: projeto geotécnico.** 2 ed. São Paulo: Oficina de textos, 2014. P. 140.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Tensão admissível em fundações diretas.** São Carlos: RiMa, 2003. P. 135.

DAS, B. M. **Fundamentos de engenharia geotécnica.** Tradução: All Tasks. São Paulo: Thomson Learning, 2007. P. 562.

D'APPOLONIA, D.J.; D'APPOLONIA, E; BRISSETTE, R.F. **Settlement of spread footings on Sand.** *Journal Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. 94, SM3, 1968.

IMMICH, G. **Estudo da capacidade de carga e recalque de solos residuais do noroeste do Rio Grande do Sul.** 2016. Dissertação (Graduação em Engenharia Civil – Departamento de Ciências Exatas e Engenharias): Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí RS, 2016.

KUBLICK, Cristiane. **Ensaio de placa em solo laterítico na cidade de Santo Ângelo.** 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2010.

LUTENEGGER, A. J.; DEGROOT, D. J. **Settlement of shallow foundations on granular soils.** University of Massachusetts Transportation Center. College of Engineering, University of Massachusetts. Amherst, MA, 1995.

MEYERHOF, G.G. **Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils.** *Journal of the Soil Mechanics Division*, ASCE, Vol. 82, SM1, 1956.

MEYERHOF, G.G. **Shallow foundations.** *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. 91. No. SM2, 1965. P. 21-31.

MEYERHOF, G.G. **General report: state-of-the-Art of penetration testing in countries outside Europe.** *Proceedings of the 1st*

*European Symposium on Penetration Testing*, Vol. 2.1, 1974.

PECK, R.B; BAZARAA, A.R. **Discussion of settlement of spread Footings on sand by D'Appolonia et al.**, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. 95, SM3, 1969.

RUSSI, D. **Estudo do comportamento de solos traves de ensaios de placa de diferentes diâmetros.** 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – UFSM, Santa Maria, 2007.

RUVER, C. A. **Determinação do comportamento carga-recalque de sapatas em solos residuais a partir de Ensaio SPT.** Porto Alegre: Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, 2005.

RUVER, C. A.; CONSOLI, N. C. Tensão admissível de fundações superficiais assentes em solos residuais determinada a partir de ensaios SPT. In. GEOSUL. 2006, [S.l.]. **Anais...**, 2006.

SCHNAID, F; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações.** 2. Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SCHULTZE, E; SHERIF, G. **Prediction of settlements from evaluated settlement observations for sand.** Proceedings of the 8<sup>th</sup> int. conf. Soil. Mech. Found. Eng., Moscow, v.1, n.3, 1973.

SIMONS, E. Noel; MENZIES, K. Bruce. **Introdução à engenharia de fundações.** Rio de Janeiro: Interciência, 1981. p. 199.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In:

HACHICH, Waldemar (Org). et al. **Fundações: teoria e prática.** 2. Ed. São Paulo: Pini, 1998.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Mecânica dos solos na prática da engenharia.** Tradução Antônio José da costa nunes e Maria de Lourdes campos campelo. Rio de Janeiro: Ao Livro Técnico S.A., 1962.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. **Soil Mechanics in Engineering Practice.** 3. Ed. New York: John Wiley & sons, 1996.

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

Considerando as análises acima, pode se notar que para a fase elástica de recalque as teorias de Ruver, Peck e Bazarra e da Teoria da Elasticidade apresentam resultados próximos ao real na maioria dos casos. Em relação ao recalque no momento de ruptura ou aos 25 mm as melhores teorias são as do Ruver pelo Limite Superior, Agnostopoulos et al. e Meyerhof (1974), sendo Ruver Limite Superior a mais próxima entre as três, para o solo de Coronel Barros e Ijuí na região do Campus. Já para o solo de Santa Rosa e Ijuí Costa do Sol a melhor teoria para o momento de ruptura foi a teoria de Meyerhof (1956).

Dessa maneira, pode-se afirmar que as teorias que apresentaram melhores resultados citadas acima devem ser utilizadas quando se objetiva analisar a capacidade de recalque de solos residuais com características semelhantes aos estudados, de modo a obter maior eficiência em obras de infraestrutura, uma vez que os métodos estudados facilitam a obtenção de valores confiáveis tornando dispensável a execução de ensaios mais laboriosos.

## ESTUDO DE PATOLOGIAS EM PAVIMENTOS FLEXÍVEIS – ESTUDO DE CASO

**Lucas Carvalho Vier**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil da Universidade UNIJUÍ

e-mail: lucascarvalho051@gmail.com

**Joice Moura da Silva**

Acadêmica do curso de Engenharia Civil da Universidade UNIJUÍ

e-mail: Joice.moura@hotmail.com

**Dr. André Luiz Bock**

Professor do Curso de Engenharia Civil e Arquitetura da UNIJUÍ/RS

e-mail: andre.bock@unijuí.edu.br

*Resumo. O Dimensionamento adequado do pavimento é de extrema importância para garantir conforto, segurança e melhores condições de rolamento do usuário. O pavimento tem como característica principal a “complexidade”, tendo grandes números de variáveis, entre elas estão os materiais, o tráfego e o clima, essas variáveis trazem grandes incertezas a respeito do desempenho do projeto desenvolvido e sua durabilidade, ocasionando em muitos casos diversos tipos de patologias. Nesse sentido o objetivo desse trabalho é verificar as principais patologias que ocorrem na cidade de Santa Rosa e em seu entorno, especificando seu defeito, a descrição, as causas prováveis além das correções para as patologias encontradas.*

**Palavras-chave:** Pavimento Flexível.  
Patologias. Tráfego.

### 1. INTRODUÇÃO

As rodovias tem a finalidade de garantir conforto, segurança e economia para os usuários, seja com transporte de carga ou simplesmente com transporte de pessoas, além desses benefícios a construção de novas estradas trazem maior desenvolvimento de uma região além de contribuir na economia da mesma. (CNT, 2007).

O Brasil é um país que utiliza como principal modal o sistema rodoviário, transportando 62% das cargas e 96% de passageiros, dessa forma é emergencial ter-se melhorias nesse sistema viário, não apenas para os usuários, mas também para desenvolvimento do país. (CNT, 2007). De acordo com o cenário apresentado as rodovias com boa qualidade podem apresentar uma vantagem econômica aos usuários. (COLARES, 2011).

O pavimento rodoviário é considerado uma estrutura de múltiplas camadas de espessuras finitas, destinadas a receber os esforços do clima e do tráfego. (PINTO et al, 2002). Porém nem sempre esses pavimentos resistem a esses esforços, ocasionando diversas patologias, prejudicando o tráfego e trazendo riscos aos usuários. Segundo Pereira (2010), da maneira brasileira de executar

pavimentos flexíveis, o mesmo precisa de manutenção de 3 a 5 anos.

Diversas são as patologias presentes nos pavimentos flexíveis, podendo estas surgirem logo após a execução ou ao término da vida útil do pavimento. De acordo com lista de patologia do DNIT (2013).

Tabela 1. Defeitos nos pavimentos e códigos nas Normas do DNIT (2013)

Tipo de defeito		Código DNIT
Fissura		FI
Trinca isolada transversal curta		TTC
Trinca isolada transversal longa		TTL
Trinca isolada longitudinal curta		TLC
Trinca isolada longitudinal longa		TLL
Trinca de retração		TRR
Trinca interligada "couro de jacaré" sem erosão		J
Trinca interligada "couro de jacaré" com erosão		JE
Trinca interligada de bloco sem erosão		TB
Trinca interligada de bloco com erosão		TBE
Afundamento plástico local		ALP
Afundamento de consolidação local		ALC
Afundamento plástico em trilha de roda		ATP
Afundamento de consolidação em trilha de roda		ATC

Tabela 2. Defeitos nos pavimentos e códigos nas Normas do DNIT (2013)

Tipo de defeito		Código DNIT
Corrugação ou ondulação	Corrugação	O
Desgaste	Desgaste	D
Escorregamento	Escorregamento	E
Exsudação	Exsudação	EX
Panela		P
Remendo superficial	Panelas	RS
Remendo profundo		RP

Baseado nas Tabelas 1 e 2, o trabalho tem o objetivo de verificar as principais patologias que ocorrem na cidade de Santa Rosa e em seu entorno, especificando seu defeito, a descrição, as causas prováveis além das correções para as patologias encontradas.

## 2- MATERIAIS E MÉTODOS

Para elaborar o presente trabalho, inicialmente foi realizado um levantamento

em campo das patologias existentes nas ruas da Cidade de Santa Rosa e em seu entorno, posteriormente foi reconhecido o defeito, feito a descrição da patologia, causas prováveis e a correção.

Figura 1 - Trinca Longitudinal Longa no trecho RS 305 entre Tuparendi e Tucunduva/RS



Fonte: Própria autora, 2017.



Fonte: Própria autora, 2017.

**Defeito:** Trinca Longitudinal Longa.

**Descrição:** Trinca isolada que apresenta direção predominantemente paralela ao eixo da via. É considerado um tipo de defeito estrutural e funcional.



**Causas Prováveis:** Falhas executivas, recalques diferenciais. Podem também aparecer junto à trilha de roda ou como falha de juntas longitudinais de diferentes frentes de compactação. Envelhecimento do ligante asfáltico.

**Correção:** Como forma de correção sugere-se a selagem com ligante betuminoso.

Figura 2 - Panela no trecho RS 305 entre Tuparendi e Tucunduva/RS



Fonte: Própria autora, 2017.

**Defeito:** Panela.

**Descrição:** Buraco é cavidade que se forma no revestimento por diversas causas (inclusive por falta de aderência entre camadas superpostas, causando o deslocamento das camadas), podendo alcançar as camadas inferiores do pavimento, provocando a desagregação dessas camadas. Este defeito afeta estruturalmente o pavimento, permitindo o acesso das águas superficiais ao interior da estrutura. Também afeta a segurança do tráfego, e o custo do transporte.

**Causas Prováveis:** Local onde havia trincas interligadas e com a ação do tráfego e das intempéries houve remoção do revestimento ou mesmo parte da base; falha construtiva – deficiência na compactação, umidade excessiva em camadas de solo, falha na imprimação; desagregação por falha na dosagem, *stripping* ou ainda segregação.

**Correção:** Uma forma de correção seria reparar a área afetada pela execução de um remendo superficial ou profundo.

Figura 3 - Corrugação no trecho RS 305 entre Tuparendi e Tucunduva/RS



Fonte: Própria autora, 2017.

**Defeito:** Corrugação.

**Definição:** As corrugações são deformações transversais ao eixo da pista, em geral compensatórias, com depressões intercaladas de elevações, com comprimento de onda entre duas cristas de alguns centímetros ou dezenas de centímetros.

**Causas Prováveis:** Corrugação devido à fluência da massa asfáltica – comprimento de onda de centímetros a dezenas de centímetros; em geral ocorre em área de aceleração ou desaceleração, rampas sujeitas ao tráfego de veículos pesados e lentos, curvas, entre outros locais. Há alguns metros do local onde a foto foi tirada, há uma entrada de acesso à Cooperativa Comtul, local onde há fluxo de veículos carregado de cereais.

**Correção:** Caso a trilha de roda ainda não esteja estabilizada, há a necessidade de fresar o revestimento e substituí-lo. Reciclagem de revestimento. Caso sejam trilhas pequenas e que não estejam progredindo, elas podem ser preenchidas. Micro revestimento. Recapeamento com massa fina de CBUQ.



Figura 4 – Trincas tipo couro de jacaré na Rua General Rondon – Centro – Santa Rosa/RS



Fonte: Própria autora, 2017.

**Defeito:** Trincas tipo couro de jacaré.

**Descrição:** É caracterizado por uma série de trincas interligadas causadas pela fadiga do revestimento asfáltico (ou da base estabilizada), decorrentes da ação repetida das cargas de tráfego. Essas trincas podem apresentar, ou não, erosão acentuada nas bordas.

**Causas Prováveis:** Várias causas podem gerar o trincamento jacaré, entre elas: ação da repetição de cargas do tráfego; ação climática – gradientes térmicos; envelhecimento do ligante e perda de flexibilidade seja pelo tempo de exposição seja pelo excesso de temperatura na usinagem; compactação deficiente do revestimento; deficiência no teor de ligante asfáltico; subdimensionamento; rigidez excessiva do revestimento em estrutura com elevada deflexão; reflexão de trincas de mesma natureza; recalques diferenciais; entre outros. Podem aparecer em trilhas de roda, localizadamente, junto às bordas ou de forma generalizada.

**Correção: (serão citadas três opções)**

1) Recapeamento com espessura tal que reduza as deformações elásticas superficiais a um nível compatível com a camada, para áreas extensas, remoção da estrutura do pavimento até e incluindo a camada responsável pelo defeito (para pequenas áreas). 2) Remoção do pavimento na área problema, pintura das faces verticais, estrutura de reposição sugerida,

aplicação de uma pintura de imprimação, espalhamento e reguado da superfície do revestimento e Compactação. 3) Limpeza da superfície e juntas com vassourão e aplicação de uma pintura com RR ou RM numa taxa que depende do nível de trincamento, com objetivo de penetrar nas juntas.

Figura 5 – Afundamento por consolidação localizada na rua General Rondon – Centro – Santa Rosa/RS



Fonte: Própria autora, 2017.

**Defeito:** Afundamento por Consolidação Localizado.

**Definição:** Afundamento é uma deformação permanente que causa acréscimos na irregularidade longitudinal afetando a dinâmica das cargas, a qualidade de rolamento, o custo operacional dos veículos e, devido ao acúmulo de água, riscos à segurança dos usuários.

**Causas Prováveis:** Problemas ou deficiências construtivas, falhas de compactação, presença de solo “borrachudo”; problemas de drenagem; rupturas por cisalhamento localizadas; em geral desenvolvem-se trincas nas depressões.

**Correção:** Remoção da camada asfáltica instável, substituição, reciclagem e mistura nova estável. No caso das ondulações ocorridas com tratamentos superficiais: - Escarificar o revestimento e a base na

espessura de 10cm, misturá-los e, compactar esta mistura e colocar novo revestimento.

Figura 6 – Desgaste na Rua Pastor Albert Lembauer – Centro – Santa Rosa/RS



Fonte: Própria autora, 2017.

**Defeito:** Desgaste.

**Definição:** O desgaste é a perda de agregados e/ou argamassa fina do revestimento asfáltico, dessa forma é considerado um defeito de superfície, porque se originam e se desenvolvem dentro ou próximo da camada de revestimento. Caracteriza-se pela aspereza superficial anormal, com perda do envolvimento betuminoso e arrancamento progressivo dos agregados. O desgaste começa a acontecer quando a viscosidade do ligante cai significativamente devido à evaporação de óleos mais leves do cimento asfáltico. Isso ocorre devido ao aquecimento exagerado na usinagem ou a oxidação durante longa exposição às temperaturas ambientais.

**Causas Prováveis:** Falhas de adesividade ligante-agregado (stripping); presença de água aprisionada e sobrepressão em vazios da camada de revestimento gerando descolamento de ligante (stripping); problemas de dosagem – deficiência no teor de ligante; falhas de bico em tratamentos superficiais; problemas executivos ou de projeto de misturas – segregação de massa asfáltica.

**Correção:** 1) Reparo permanente: Remoção das partes soltas em formato retangular ou quadrado, pintura do fundo e

paredes com RR ou CR, enchimento com mistura asfáltica a quente e espalhamento e compactação. 2) Reparo emergencial: Limpar e secar o local, pintura de ligação, colocação da mistura e compactação.

Figura 7 – Remendo mal executado na Rua Pastor Albert Lembauer – Centro – Santa Rosa/RS



Fonte: Própria autora, 2017.

**Defeito:** Remendo mal executado.

**Definição:** Preenchimento de depressões ou painelas com massa asfáltica; apesar de ser uma atividade de conservação é considerado um defeito por apontar um local de fragilidade do revestimento e por provocar danos ao conforto ao rolamento.

**Causas Prováveis:** Em geral um remendo mal executado é causado por ser uma reparação provisória, realizada a curto prazo e com custo reduzido.

**Correção:** Para execução dos remendos, podem ser utilizados dois tipos de misturas asfálticas: o CBUQ, que usa o CAP aquecido ou o PMF, que utiliza a emulsão asfáltica. O sistema com emulsão asfáltica é o sistema mais simples para a conservação de pavimentos. Embora este sistema seja mais



simples, o CBUQ apresenta maior durabilidade. Deve-se também evitar o simples lançamento da mistura, visando sim, o reparo permanente com o uso de corte vertical.

Figura 8 – Desagregação na Alameda General Osório – Centro – Santa Rosa/RS



Fonte: Própria autora, 2017.

**Defeito:** Desagregação.

**Definição:** A desagregação é a perda de agregados e/ou argamassa fina do revestimento asfáltico, dessa forma é considerado um defeito de superfície, porque se originam e se desenvolvem dentro ou próximo da camada de revestimento. Caracteriza-se pela aspereza superficial anormal, com perda do envolvimento betuminoso e arrancamento progressivo dos agregados.

**Causas Prováveis:** Falhas de adesividade ligante-agregado (stripping); presença de água aprisionada e sobrepressão em vazios da camada de revestimento gerando descolamento de ligante (stripping); problemas de dosagem – deficiência no teor de ligante; falhas de bico em tratamentos

superficiais; problemas executivos ou de projeto de misturas – segregação de massa asfáltica.

**Correção:** 1) Reparo permanente: Remoção das partes soltas em formato retangular ou quadrado, pintura do fundo e paredes com RR ou CR, enchimento com mistura asfáltica a quente e espalhamento e compactação. 2) Reparo emergencial: Limpar e secar o local, pintura de ligação, colocação da mistura e compactação.

### 3. CONCLUSÃO

A pesquisa em campo foi desenvolvida sem grandes dificuldades, tendo em vista a grande quantidade de patologias encontradas nas rodovias e vias urbanas da região, através do trabalho ficou evidente as más condições de conservação das mesmas. Dessa forma o usuário trafega em condições precárias, tendo pouca segurança e alta manutenção em seu veículo de passeio ou de carga.

### 4. REFERÊNCIAS

BRASIL, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte. **DNIT 006/2003 – PRO:** Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

CNT – Confederação Nacional dos Transportes. **Pesquisa Rodoviária**, 2007.

COLARES, Liliane Galvão. **Concessão Administrativa:** gerenciando a manutenção de rodovias por parâmetros de desempenho. Projeto de pesquisa de artigo científico apresentado à Comissão de Coordenação do Curso de Pós-Graduação em Controle Externo (PGCE) do Instituto Serzedello Corrêa do Tribunal de Contas da União, Brasília: 2011.

PEREIRA, Haroldo Souza. **Indicadores da pavimentação no município de Vitória.**

2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2010. Disponível em <[http://www.dominiopublico.gov.br/pesquisa/DetalheObraForm.do?select\\_action=&co\\_obra=196293](http://www.dominiopublico.gov.br/pesquisa/DetalheObraForm.do?select_action=&co_obra=196293)> Acesso em: 31 novembro de 2016

PINTO, S. PREUSSLER, E. **Pavimentação Rodoviária – Conceitos Fundamentais sobre Pavimentos Flexíveis.** Rio de Janeiro, 2ª ed. 269p. 2002.

## **ANALISE DA ESTABILIDADE DE UM TALUDE NA REGIÃO DA SERRA GAÚCHA, ESTUDO DE CASO: TRECHO DE ENCOSTA NO MUNICÍPIO DE ANTÔNIO PRADO/RS – BRASIL.**

### **Caroline Basso**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil. Universidade de Caxias do Sul.  
cbasso1@ucs.br

### **Natalia Machado Rasador**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil. Universidade de Caxias do Sul.  
nmrasador@ucs.br

### **Tatiane Longhi Scopel**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil. Universidade de Caxias do Sul.  
tiscopel@ucs.br

### **Priscila Cipriano Scherer**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil. Universidade de Caxias do Sul.  
pcscherer@ucs.br

### **Jaqueline Bonatto**

Professora do curso de Engenharia Civil. Universidade de Caxias do Sul.  
jbonatto4@ucs.br

**Resumo.** *O grande crescimento demográfico e a expansão das cidades juntamente com a falta de espaço disponível, faz com que muitas famílias construam suas residências em encostas acentuadas onde são comuns ocorrências de movimentos de massa de solo. Para evitar esses deslizamentos, são construídas estruturas de contenção. O presente estudo tem como objetivo analisar um talude artificial localizado na cidade de Antônio Prado e propor uma solução de estrutura eficiente e viável tecnicamente. Foi utilizado para o cálculo do coeficiente de segurança do talude, o Método de Fellenius e para o coeficiente de segurança da estrutura, o Método do Equilíbrio Limite. Depois de uma tentativa falha ao utilizar um muro de flexão optou-se por se fazer um retaludamento e então executar um muro de gabião, este após as devidas verificações, atendeu aos valores de segurança das normas se tornando uma opção viável também quanto a durabilidade e economia de execução.*

**Palavras-chave:** *Estabilidade de talude. Método de equilíbrio limite. Método de Fellenius.*

## **1. INTRODUÇÃO**

A comunidade mundial contempla um crescimento notável no seu número de habitantes. Atualmente a população ultrapassou a marca de 7,4 bilhões de pessoas e estima-se que para o ano de 2030 este valor chegue em torno de 8,5 bilhões de habitantes. Com base nos dados da Organização das Nações Unidas (ONU, 2017), esse crescimento demográfico submete o desenvolvimento das cidades, de forma a suprir as demandas por infraestrutura e habitação. Desta forma, juntamente com a falta de espaço disponível, principalmente nas grandes metrópoles, obrigam muitas pessoas a construir suas residências em encostas de morros ou regiões topográficas instáveis.

Segundo Filho & Cortez (2010), locais com intensa urbanização e com construções de residências em encostas acentuadas são comuns a ocorrência de movimentos de massas de solo, este denominado como deslizamento. Esse fenômeno ocorre, principalmente, em locais onde houve a retirada da cobertura vegetal original, ocasionando a consistência do solo e o aumento da impermeabilidade do solo (FREITAS, 2017). Os deslizamentos de terra causam resultados graves tanto para o poder público com para a população, como o soterramento de casas, bloqueios de rodovias e, sobretudo, o risco de mortes.

De acordo com Lambe & Whitman (1979), para evitar esses prejuízos e fatalidades, utiliza-se da projeção de estruturas de contenção afim de oferecer suporte a essas massas de solos não estáveis. Essas estruturas, mais conhecidas como muros de contenção, tem a função de suportar os empuxos da terra, garantindo a segurança do talude e permitindo a utilização do terreno à sua frente ou do seu terrapleno superior (PESSOA, 2016). A fabricação dos muros podem ser realizados com diversos materiais, de entre eles estão aço, madeira, concreto, pedra, solos armados, grampeados, ou, ainda, reforçados com geotêxtil, dentre outros. Quanto a classificação dos muros, de modo geral, eles se dividem em muros de gravidade (construídos de alvenaria, concreto, gabiões ou pneus) e em muros de flexão (com ou sem contraforte) e com ou sem tirantes (LOBO et. al, 2003). Para uma melhor adequação quanto a necessidade, é realizado uma sequência de estudos e análises, afim de atender todos os requisitos necessários para uma estrutura se manter estável e segura.

Segundo Pessoa (2016), a execução de um muro de arrimo abrange uma série de avaliações, entre eles estão, a segurança e a economia. Nessa situação, destaca-se a importância do desenvolvimento de um projeto avaliando as propriedades do solo do

talude juntamente com as diversas opções de estruturas de contenção e de matérias disponíveis, de modo a alcançar a segurança da estrutura com o menor custo de execução.

O estudo de estabilidade de taludes pode ser feito através de vários métodos, os principais e que serão utilizados são: os métodos de equilíbrio limite e Fellenius. A partir destes, é possível analisar o fator de segurança do talude e da estrutura projetada, para caso o talude ou a estrutura estiverem instáveis que sejam tomadas as devidas providencias.

Atualmente, a instabilidade de encostas é um grande problema para a população brasileira, capaz de provocar acidentes catastróficos e colocando inclusive vidas em risco (DUTRA, 2013). Nosso país apresenta uma vasta variedade de tipos de solos, o conhecimento das propriedade do solo é de suma importância para o estudo. Tendo em vista essas informações, pode-se citar como exemplo a cidade de Antônio Prado, cidade de referência cultural e histórica para a região, a qual apresenta predominância de solo basáltico.

Neste contexto, o presente estudo teve como objetivo principal analisar um talude artificial, resultado de um corte no pé de uma encosta natural, que se encontra na região leste de Antônio Prado/RS. Deste modo, propor uma estrutura de contenção para melhor sustentá-lo, visando minimizar o impacto ambiental gerado e ser economicamente viável.

## **2. METODOLOGIA**

### **2.1 Área de estudo**

O município de Antônio Prado é localizado na Serra Gaúcha, na região nordeste do Estado do Rio Grande de Sul. A cidade possui uma área de 348 km<sup>2</sup> e sua população é de entorno de 13.296 habitantes (IBGE, 2017).



A localização do município de Antônio Prado em relação ao Estado do Rio Grande do Sul está apresentada na Figura 1 a seguir.



Figura 1. Localização do município de Antônio Prado.

Fonte: Wikipedia.

O talude estudado localiza-se na Rua Quarenta, situado no município de Antônio Prado/RS, de latitude: -28.8506 e longitude: -51.2675. Na Figura 2 a seguir consta a localização do talude analisado.



Figura 2. Localização do Talude.

Fonte: Google Earth.

A topografia do local mostrou que a região está localizada em uma altitude de 685 metros. Neste terreno está prevista a construção de dois taludes de contenção, pela empresa contratada para a execução dos mesmos, devido a sua elevada altura. Em função desta finalidade, optamos por analisar essa região, mas somente realizar o estudo em um dos dois taludes que serão realizados nesta localidade.

O talude em questão apresenta uma altura de 6 metros com ângulo de inclinação de  $70^\circ$  e a partir do topo uma inclinação de  $20^\circ$ . A Figura 3 apresenta a ilustração do talude a ser estudado.

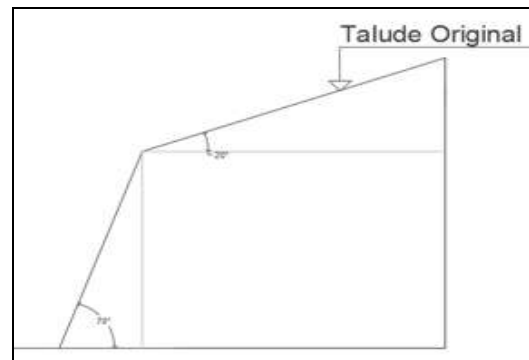


Figura 3. Talude esquemático.

**Avaliação do solo.** A importância de fazer a avaliação do solo é obter alguns dados essenciais ao cálculo do coeficiente de segurança do talude em questão, esses dados incluem o peso específico, o ângulo de atrito, a coesão e a presença de nível de água. Os valores dos parâmetros do solo encontrados estão representados na Tabela 1 a seguir.

Tabela 1. Parâmetros do solo.

Peso Específico ( $\gamma$ )	Coesão do Solo (c)	Ângulo de Atrito ( $\phi$ )
21 kN/m <sup>3</sup>	5 kPa	31°

Fonte: Gama & Sousa, 2004.

## 2.2 Método das fatias

O Método das Fatias é o mais utilizado dentre outros métodos que utilizam a hipótese do equilíbrio limite. Segundo Dutra (2013), esse método consiste em dividir a superfície potencial de ruptura em fatias verticais. Dentre os métodos com superfície circular existentes, decidiu-se utilizar somente o Método de Fellenius (1936).

**Método de Fellenius.** Segundo Freitas (2011), o método apresentado por Fellenius, despreza a interação entre as laminas. Ou seja, admite-se que as forças atuantes nas laterais das fatias de solo possuem mesmo módulo e direção, mas com sentido inverso, fazendo com que elas se anulem. O fator de segurança deste método é definido por:

$$FS = \frac{\sum M_R}{\sum M_A} = \frac{\sum_{i=1}^n [c' \cdot b_0 + (W \cdot \cos \alpha - u \cdot b_0) \cdot \tan \phi]}{\sum_{i=1}^n W \cdot \sin \alpha} \quad (1)$$

Sendo,  $M_R$  é o momento resistente do solo,  $M_A$  é o momento atuantes no talude,  $c'$  é representado pela coesão afetiva do solo,  $b_0$  é o comprimento da base da fatia,  $W$  caracteriza o peso da fatia,  $\alpha$  é a inclinação do talude,  $u$  é a poropressão e, por fim,  $\phi$  é o ângulo de atrito do solo.

### 2.3 Método de equilíbrio limite

O Método de Equilíbrio Limite é utilizado para a verificação da estabilidade do muro de contenção, este método consiste em verificar as condições de estabilidade da estrutura quanto ao deslizamento e ao tombamento. Segundo NBR 11682 (ABNT, 2006), deve-se ser atendidos os seguintes fatores de segurança no caso de estabilidade de muros de gravidade e de muros de flexão (Tabela 2).

Tabela 2. Determinações para estabilidade de muros de contenção.

Grau de Segurança	Fator de Segurança
Tombamento	$\geq 2,0$

Deslizamento	$\geq 1,5$
--------------	------------

Os métodos de estabilidade baseiam-se na hipótese de haver um equilíbrio em uma massa de solo, tomada por um corpo rígido plástico. Por meio das equações de equilíbrio e com base no conhecimento das forças atuantes, é possível determinar a tensões de cisalhamento induzidas (FREITAS, 2011).

O fator de segurança ao deslizamento é obtido através da equação:

$$FS_{deslizamento} = \frac{W_{muro} \times \tan(\delta) + \frac{E_p}{2}}{E_a} \quad (2)$$

Sendo,  $W_{muro}$  é o peso do muro,  $\delta$  é o ângulo de atrito muro-solo,  $E_p$  representado por empuxo passivo e, por fim,  $E_a$  é empuxo ativo.

O fator de segurança ao tombamento é obtido através da equação:

$$FS_{tombamento} = \frac{W_{muro} \times X_{muro}}{E_a \times (H - \frac{H_{aplicação}}{3})} \quad (3)$$

Sendo,  $W_{muro}$  é o peso do muro,  $X_{muro}$  é o centro de gravidade do muro,  $E_a$  é empuxo ativo,  $H$  é altura do muro e  $H_{aplicação}$  é a altura de aplicação do muro.

### 3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Primeiramente verificou-se da estabilidade do talude através do método de Fellenius, realizou-se uma representação esquemática do mesmo dividindo-o em 8 fatias, mas este demonstrou-se instável ao fator de segurança ao tombamento (Tabela 3), confirmando a necessidade de uma estrutura de contenção.

Tabela 3. Verificação do talude pelo método de Fellenius.

Fatias (n)	Altura Fatia (h)	( $\Delta x=b$ )	Largura da fatia (L)	Inclinação da Fatia ( $\alpha$ )	Peso (W)	P*cos( $\alpha$ )	P*sen( $\alpha$ )
1	3,22	1	3,46	73	67,62	19,77	64,67
2	6	1	1,53	49	126	82,66	95,09
3	6,49	1	1,23	36	136,29	110,26	80,11
4	6,81	1	1,1	25	143,01	129,61	60,44
5	6,92	1	1,03	15	145,32	140,37	37,61
6	6,73	1	1	5	141,33	140,79	12,32
7	6,19	1	1	0	129,99	129,99	0
8	3,45	1,16	1,16	0	84,04	84,04	0
Soma			11,51		973,6	837,5	350,24
c'*La =			57,55			FS =	1,601
Tg $\Phi$ =			0,6				

O primeiro muro sugerido durante o estudo, foi um muro de flexão, porém, como o talude apresenta uma altura de 6 metros e um comprimento de 20 metros se tornou inviável financeiramente pelo grande volume de concreto armado necessário para a construção do mesmo. Após, estudou-se a possibilidade de realizar um muro de gabião preenchido com rocha granito. Realizou-se um pré-dimensionamento e verificou-se a necessidade de modificar a altura do talude e fazer um retaludamento na parte superior do mesmo. Na Figura 4 pode ser observado o talude original juntamente com adotado para receber o muro de gabião.

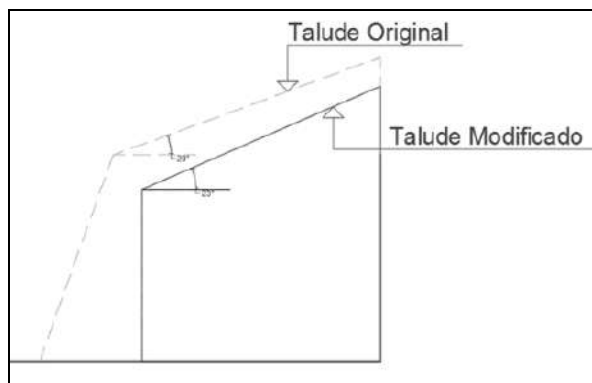


Figura 4. Talude original e talude modificado.

Logo abaixo, a representação do corte transversal esquemático do novo talude e também com o muro de gabião (Fig. 5).

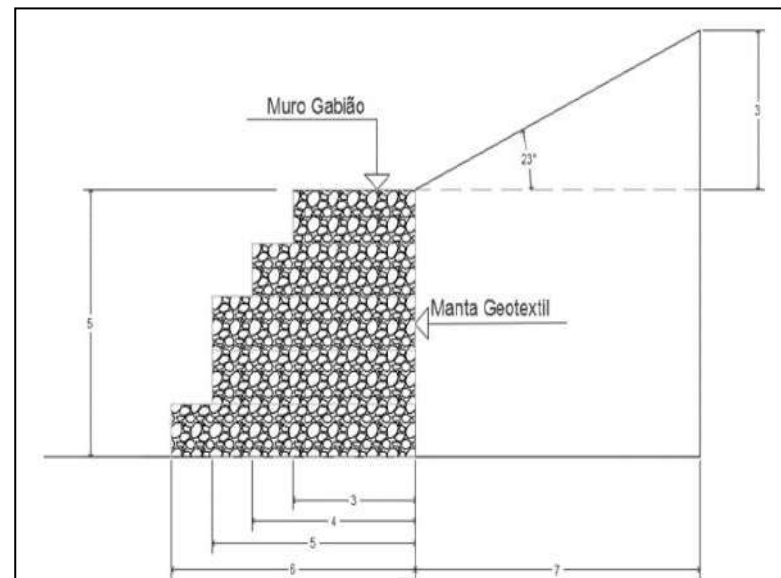


Figura 5. Talude modificado com o muro de gabião.

A partir do talude modificado foi dimensionado o muro definitivo, para este optou-se por dividi-lo em cinco retângulos para base dos cálculos. Realizou-se a verificação dos fatores de segurança e atendendo os valores exigidos por norma.

Segue na Tabela 4 os dados usados para o cálculo junto com os fatores de segurança encontrados pelo Método do Equilíbrio Limite.

Tabela 4. Verificação da estrutura de gabião.

Gabião	
Ângulo de Atrito ( $\phi$ )	31°
Coesão ( $c'$ )	5 kPa
Peso Específico Solo ( $\gamma$ )	21 kN/m <sup>3</sup>
$\beta$ (°)	110
$i$ (°)	20
$\delta$ (°)	22
$\alpha$ (°)	90
Altura (H)	5 m
Peso Específico Muro ( $\gamma$ )	30 kN/m <sup>3</sup>
Ka	0,696
Ea	182,6 kN/m
Kp	0,792
Ep	208,0 kN/m
FS Tombamento	2,051
FS Deslizamento	2,096

Obteve-se um FS do deslizamento de 2,10 e um FS para o tombamento de 2,05, estes valores já são normativos essa será a estrutura escolhida para ser executada. Após, foi calculado o fator de segurança do talude novo para isso utilizou-se o método de Fellenius. A Figura 6, a seguir, representa a divisão das fatias no novo talude.

A Tabela 5 apresenta o memorial de cálculo do fator de segurança pelo Método de Fellenius.

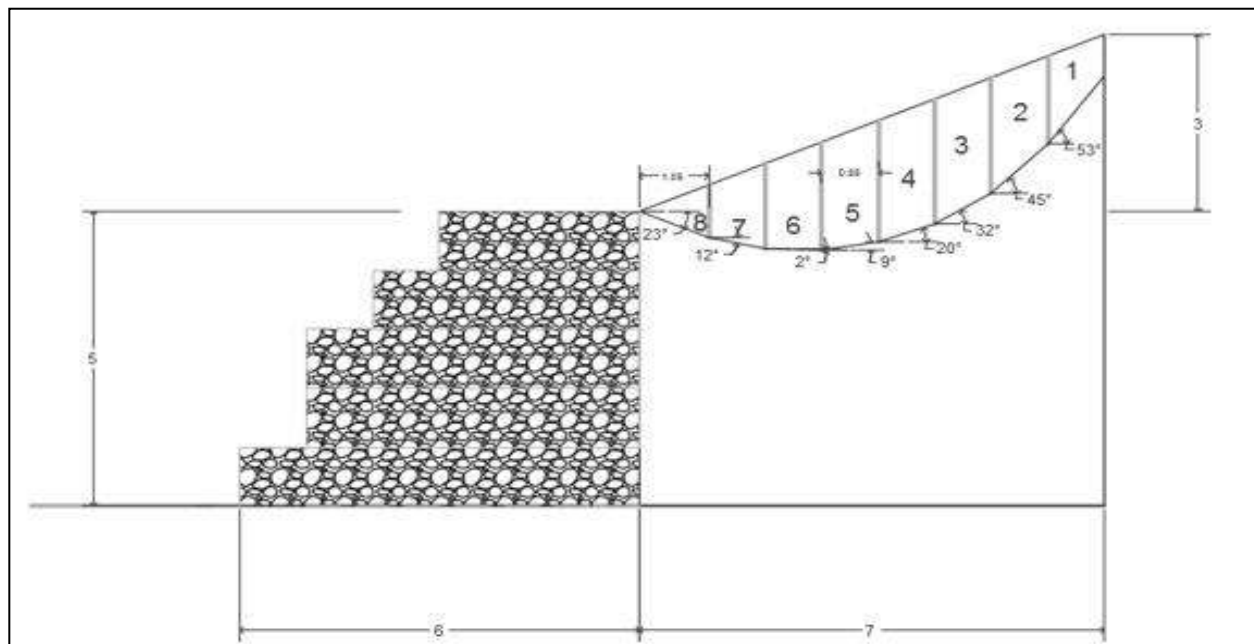


Figura 6. Representação do novo talude utilizado.

Tabela 5. Verificação do talude adotado.

Fatia (n)	Altura da Fatia (h)	$(\Delta x = b)$	Largura da Fatia (La)	Inclinação da Fatia ( $\alpha$ )	Peso (W)	$W * \cos(\alpha)$	$W * \sin(\alpha)$
1	0,71	0,85	2,03	53	12,67	7,63	10,12
2	1,48	0,85	1,20	45	26,42	18,68	18,68
3	1,97	0,85	1,00	32	35,16	29,82	18,63
4	2,12	0,85	0,90	20	37,84	35,56	12,94
5	2,07	0,85	0,86	9	36,95	36,49	5,78
6	1,84	0,85	0,85	2	32,84	32,82	1,15
7	1,45	0,85	0,87	-12	25,88	25,32	-5,38
8	0,90	1,05	1,14	-23	19,85	18,27	-7,75
Soma			8,85		227,62	204,59	54,17
$c * La =$			44,25			FS =	3,09
$Tg \Phi =$			0,60				

Pelo Método de Fellenius o fator de segurança encontrado foi de 3,09, ou seja, o talude está estável ao deslizamento e ao tombamento. Porém, para garantir ainda mais a estabilidade será aplicada uma biomanta, a qual auxiliará tanto na resistência quando no crescimento de nova vegetação afim de diminuir o impacto visual causado pelo muro.

#### 4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com base nos estudos realizados neste trabalho, concluímos após a realização do cálculo pelo método de Fellenius e posteriormente pelo método de Equilíbrio Limite foi possível obter parâmetros para o melhor dimensionamento da estrutura de contenção.

A partir desses parâmetros iniciais, o leque de opções de muros para ser utilizado na execução da estrutura foi reduzido. Optou-se por adotar o muro de gabião o qual se tornou a melhor opção de escolha, pois o mesmo se mostrou viável devido a sua resistência a todos os tipos de esforços, sua durabilidade e economia de execução perante todos as outras opções de muro analisados. Por fim, com a

implementação do muro de gabião, a segurança do talude é garantida, não havendo riscos de deslizamentos e tombamentos para a região o qual ele está inserido.

#### 5. REFERÊNCIAS

ABNT – Associação Brasileira de Norma Técnicas. **NBR 11682/06: Estabilidade de Encostas.** Disponível em: <<http://www.ebah.com.br/content/ABAAAu8IAG/nbr-11682-estabilidade-encostas>>. Acesso em 5 de mar. de 2017.

DUTRA, V. A. S. **Projeto de estabilização de taludes e estruturas de contenção englobando dimensionamento geotécnico e estrutural.** 2013. Trabalho de conclusão de curso de graduação – Curso de Engenharia Civil: Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), Rio de Janeiro, RJ, 2013.

FERNANDES, M. M. **Mecânica dos Solos.** Porto, Portugal. FEUP Edições, 2006.

FILHO, A. R.; CORTEZ, A. T. C. A problemática socioambiental da ocupação

urbana em áreas de risco de deslizamento da “Suíça Brasileira”. **Revista Brasileira de Geografia Física**. Recife, v. 03, n. 1, p. 33-40, 2010.

FREITAS, E. **Deslizamentos de Encostas**. Brasil Escola. Disponível em <<http://brasilescola.uol.com.br/geografia/deslizamentos-encostas.htm>>. Acesso em 02 de março de 2017.

FREITAS, M. A. C. Análise de estabilidade de taludes pelos métodos de Morgenstern-Price e Correia. Dissertação (Mestrado em Geotecnia – Departamento de Engenharia Civil): Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 2011.

GAMA, C. D.; SOUSA, M. R. Caracterização geotécnica do saibro granítico do túnel 1-A da gardunha. In: 9º Congresso Nacional de Geotecnia, 2004, Aveiro. IST, Lisboa, Portugal, 2004.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - IBGE. **Cidades**. Disponível em: <<http://cidades.ibge.gov.br/xtras/perfil.php?codmun=430080>>. Acesso em 5 de mar. de 2017.

LAMBE, T., WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics, SI version**. New York: John Wiley & Sons Inc, p. 553, 1979.

LOBO, A. S.; FERREIRA, C. V.; RENOFIO, A. Muros de arrimo em solos colapsíveis provenientes do arenito. Bauru: problemas executivos e influência em edificações vizinhas em áreas urbanas. **Acta Scientiarum**. Technology. Maringá, v. 25, n. 2, p. 169-177, 2003.

ONU – ORGANIZAÇÃO DAS NAÇÕES UNIDAS. Department of Economic and

Social Affairs, Population Division. **World Population Prospects: The 2015 Revision**. Disponível em: <<https://esa.un.org/unpd/wpp/DataQuery>>. Acesso em 23 de fev. de 2017.

PESSOA, R. G. **Avaliação dos custos construtivos de estruturas de contenção no município de Natal/RN**. 2016. Trabalho de conclusão de curso de graduação – Curso de Engenharia Civil: Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN), Natal, RN, 2016.

SILVA, M. J. F. **Análise de Estabilidade de Taludes pelo Método de Equilíbrio Limite Geral**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia – Departamento de Engenharia Civil): Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 2013.



## COMPARATIVO DO GANHO DE RESISTÊNCIA DE DOIS SOLOS ARTIFICIALMENTE CIMENTADOS DO VALE DO RIO PARDO

### **Mariana da Silva Carretta**

Mestranda em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS  
marianacarretta@gmail.com

### **Guilherme Ebani Jacques**

Mestrando em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS  
guilherme.ebani@gmail.com

### **Débora Aline Grasel**

Acadêmica do Curso de Engenharia Civil. Universidade de Santa Cruz do Sul - UNISC  
debora.grasel@outlook.com

### **Cintia Martins de Oliveira**

Acadêmica do Curso de Engenharia Civil. Universidade de Santa Cruz do Sul - UNISC  
cintia\_m.deoliveira@hotmail.com

### **João Rodrigo Guerreiro Mattos**

Professor do Curso de Engenharia Civil. Universidade de Santa Cruz do Sul - UNISC  
joaorodrigomattos@gmail.com

**Resumo.** *Considerando as vantagens dadas pelo uso da estabilização de solos em obras civis, a presente pesquisa visa analisar, de forma comparativa os ganhos de resistência à compressão e à tração obtidos para a estabilização química com cimento Portland em dois solos de diferentes características granulométricas, sendo um deles coesivo e o outro granular. Para isso, foram moldados corpos de prova nos teores de 3%, 5%, 7% e 9% de aditivo com os tempos de cura de 7, 14 e 28 dias para ambos os materiais estudados. Os ganhos de resistência e de capacidade de suporte se mostraram significativos, contudo adequações na dosagem devem ser realizadas para que seja atingida a resistência mínima necessária para o emprego do material estabilizado na obra em que será aplicado.*

**Palavras-chave:** *Solo-cimento. Compressão simples. Tração por compressão diametral.*

## 1. INTRODUÇÃO

Conferir maior resistência ao solo por meio de estabilização química significa atribuir a ele maiores condições de suporte às cargas aplicadas sobre a superfície que serve de fundação da obra. Esse tipo de estabilização é uma das mais difundidas no mundo por representar vantagens técnicas e econômicas, além de primar pela preservação ambiental. A melhoria do solo, quando a ele é incorporado algum tipo de aditivo químico é realizada através da interação das partículas do solo com o mesmo conferindo ganhos de resistência e conceder maior durabilidade ao novo material formado.

Dessa forma, a presente pesquisa objetiva, como foco principal avaliar em caráter comparativo os ganhos de resistência à compressão simples e por compressão à tração diametral para dois solos de diferentes granulometrias, sendo um deles de característica coesiva e outro de natureza granular estabilizados com cimento Portland. O primeiro é oriundo de uma jazida na cidade

de Vera Cruz – RS e o segundo extraído do leito de um rio formado no município de Rio Pardo – RS. Ambos os materiais foram estabilizados com teores de aditivo definidos em 3%, 5%, 7% e 9% e nos tempos de cura de 7, 14 e 28 dias.

## 2. ESTABILIZAÇÃO QUÍMICA DE SOLOS

Tendo se tornado uma das mais empregadas formas de estabilização de solos no mundo, a estabilização química surge como uma das maneiras de desenvolvimento de um novo material que tenha capacidade de suprir as condições de resistência, durabilidade e expansão do solo necessárias para seu emprego em obras viárias e também em fundações.

A estabilização de solos realizada com cimento é rápida e pode ser utilizada como forma de melhoria de uma grande gama de tipos de solo. Contudo, conforme Currin *et al.* (1976) *apud* Sariosseiri e Muhunthan (2009), os melhores resultados de estabilização com cimento são os obtidos em solos siltosos e de granulometria grossa.

Fonini (2012), ao citar Clough e Bachus (1980), afirma que os solos cimentados podem ser divididos pelo seu tipo de estrutura. Essa pode ser formada por decorrentes cimentações dadas apenas nos pontos de contato entre as partículas ou formada por vazios completos ou parcialmente completos por agentes cimentantes além das ligações nos pontos de contato. A primeira estrutura citada corresponde quando a predominância do solo é de material arenoso e o segundo tipo de estrutura ocorre para solos com predominância de silte e argilas.

A estabilização química com cimento, em solos de predominância argilosa, tem ação cimentante principal dada pelas reações secundárias que ocorrem na mistura solo-cimento, conforme estudo realizado por Nuñez

(1991). Dessa mistura, surgem materiais cimentantes primários, com alta resistência e baixo teor de cálcio e secundários, que por sua vez geram aumento da ligação entre as partículas, dando estabilidade ao conjunto.

Para Nishida e Kawamura (1971) *apud* Nuñez (1991), as misturas de solo-cimento em materiais que incluam areia e silte, onde os minerais predominantes são o quartzo e feldspato sofrem ganho de resistência dado pelas reações químicas secundárias atuantes entre as partículas dos minerais citados e as partículas dos géis de cimento formados a partir de sua hidratação. Além disso, Clough *et al.* (1981) *apud* Foppa (2005), o comportamento da areia cimentada se deve à quantidade de agente cimentante, densidade da mistura e arranjo dos grãos.

Em estudos realizados, Schnaid *et al.* (2001) comprova a existência de uma relação linear entre a resistência à compressão simples e o aumento do teor de cimento para uma areia artificialmente cimentada. Além disso, para Nuñez (1991), as outras propriedades que se modificam com a estabilização de um solo com cimento são a melhoria na capacidade de suporte, na durabilidade e tendência à redução de expansibilidade para o caso de solos argilosos.

## 3. MATERIAIS E MÉTODOS

Os materiais escolhidos para esse trabalho foram compostos propositalmente de diferença nas condições de granulometria, apresentando um deles, o solo formado em Vera Cruz (solo VC) características de um solo coesivo (silte-argiloso) e o outro, originário da cidade de Rio Pardo (solo RP) características de um solo granular (predominantemente arenoso). A Fig. 1 apresenta o aspecto dos dois solos estudados nesse trabalho, quando foram secos e destorroados, ou seja, preparados para realizar a adição de cimento.

Figura 1. Solos estudados



Nessa fase do trabalho se deu início às etapas do programa experimental. Primeiramente se realizou a caracterização física e mecânica do material estudado. Após, partiu-se para a definição da dosagem e moldagem dos corpos de prova com adição de cimento, os quais seriam posteriormente submetidos aos ensaios de compressão simples e tração por compressão diametral. Esse procedimento ocorreu para ambos os solos ensaiados.

### 3.1 Caracterização física e mecânica

Após coletados, os solos estudados, um deles oriundo do município de Vera Cruz – RS (abreviado como Solo VC) e o outro originário do município de Rio Pardo – RS (abreviado como solo RP), os mesmos foram caracterizados fisicamente através dos ensaios de:

- a) Limite de Liquidez, conforme a norma NBR 6459 (ABNT, 1984);
- b) Limite de Plasticidade, de acordo com a NBR 7180 (ABNT, 1984);
- b) Massa específica real dos grãos – dada pelo ensaio de picnômetro, conforme as definições da NBR 6508 (ABNT, 1984); e
- c) Análise granulométrica – composta de duas etapas de ensaio: peneiramento fração média e grossa e sedimentação da fração fina do material (diâmetro de partículas inferior a 2,00 mm). Esses ensaios seguiram as recomendações propostas pela NBR 7181 (ABNT, 1984).

Posterior à etapa da caracterização dos materiais, realizaram-se ensaios que

caracterizassem mecanicamente os solos, uma vez que seria necessário identificar os teores de umidade ótima e peso específico aparente seco máximo de cada solo estudado para que houvesse a moldagem dos corpos de prova. Assim, os ensaios de compactação foram realizados para a energia normal de compactação, conforme NBR 7182 (ABNT, 1986).

### 3.2 Definição das dosagens

As dosagens para os dois materiais estudados foram definidas com base em valores usualmente empregados na literatura. Dessa forma, optou-se por estudar os teores de 3%, 5%, 7% e 9% de cimento em relação à massa de solo.

### 3.3 Moldagens dos corpos de prova

Os corpos de prova foram moldados em formato cilíndrico, os mesmos apresentavam dimensões de 50 mm de diâmetro por 100 mm de altura. Admitindo os valores de umidade ótima do solo e o peso específico aparente seco máximo foram considerados aptos somente os corpos de prova que atingissem de 99% a 101% desse valor.

As moldagens se realizaram por meio dos processos de preparação da amostra, mistura do aditivo, acréscimo de umidade e homogeneização da mistura solo-cimento a compor o corpo de prova. Moldados em um cilindro de ferro fundido bipartido, os corpos de prova foram constituídos de três camadas devidamente pesadas e compactadas.

Foram moldados 5 corpos de prova para cada dosagem e para cada ensaio de resistência a ser realizado. Como resultado, foram aceitos apenas os três corpos de prova que apresentassem menor dispersão de resultados. Considerando os períodos de cura e os teores de aditivo, foram moldados, no total, 60 corpos de prova para resistência à compressão simples e 60 corpos de prova a

serem submetidos aos ensaios de tração por compressão diametral para cada solo analisado, conforme apresentado na Tabela 1.

Tabela 1. Esquema de moldagem dos corpos de prova estabilizados com cimento

Solo VC						
Teores	Ensaio	Dimensões (mm)	Tempo de cura			Total
			7 dias	14 dias	28 dias	
3%	RCS	50 x 100	5	5	5	15
3%	RTCD	50 x 90	5	5	5	15
5%	RCS	50 x 100	5	5	5	15
5%	RTCD	50 x 90	5	5	5	15
7%	RCS	50 x 100	5	5	5	15
7%	RTCD	50 x 90	5	5	5	15
9%	RCS	50 x 100	5	5	5	15
9%	RTCD	50 x 90	5	5	5	15
<b>Total de corpos de prova moldados</b>						<b>120</b>
Solo RP						
Teores	Ensaio	Dimensões (mm)	Tempo de cura			Total
			7 dias	14 dias	28 dias	
3%	RCS	50 x 100	5	5	5	15
3%	RTCD	50 x 90	5	5	5	15
5%	RCS	50 x 100	5	5	5	15
5%	RTCD	50 x 90	5	5	5	15
7%	RCS	50 x 100	5	5	5	15
7%	RTCD	50 x 90	5	5	5	15
9%	RCS	50 x 100	5	5	5	15
9%	RTCD	50 x 90	5	5	5	15
<b>Total de corpos de prova moldados</b>						<b>120</b>
<b>Total de corpos de prova moldados para os dois solos</b>						<b>240</b>
RCS: Resistência à compressão simples						
RTCD: Resistência à tração por compressão diametral						

Uma vez considerados aptos, os corpos de prova eram acondicionados em sacos plásticos vedados e armazenados em câmara úmida para evitar a perda de umidade durante o período de cura, conforme demonstrado na Fig. 2.

Figura 2. Corpos de prova moldados e acondicionados em saco plástico



### 3.4 Ruptura dos corpos de prova

Os corpos de prova, após moldados e passados os tempos de cura, foram submetidos aos ensaios de resistência à compressão simples e à tração por compressão diametral. Ambos executados numa prensa universal de ensaios, automática com capacidade para 50 kN, que conta com a aplicação da pressão axial, e segue as definições do DNIT. Na Fig. 3 e na Fig. 4 pode ser observado os ensaios de resistência à compressão simples e de resistência à tração por compressão diametral utilizando o pórtico de Lottman, respectivamente.

Figura 3. Ensaio de resistência à compressão simples



Figura 4. Ensaio de resistência à tração por compressão diametral



## 4. RESULTADOS

Uma vez realizadas todas as etapas de caracterização física e mecânica, moldagem e rompimento dos corpos de prova, partiu-se para a análise dos resultados obtidos.

### 4.1 Caracterização do solo

Como processo relevante para a obtenção de dados da distribuição granulométrica do solo realizada e obtida pela sedimentação, a obtenção da massa específica real dos grãos foi realizada para os dois solos analisados. Para o solo originário de Vera Cruz, obteve-se como resultado massa específica real igual a  $2,65 \text{ g/cm}^3$  de material. Para o solo do município de Rio Pardo, a massa específica real dos grãos resultou em um valor coincidentemente igual ao primeiro solo estudado,  $2,65 \text{ g/cm}^3$ .

Para elaboração da curva granulométrica dos solos, foram realizados os ensaios de peneiramento e sedimentação. Assim, compôs-se as curvas granulométricas para os dois solos em análise, como ilustrado na Fig. 5 e Fig. 6.

Figura 5. Curva granulométrica do solo VC

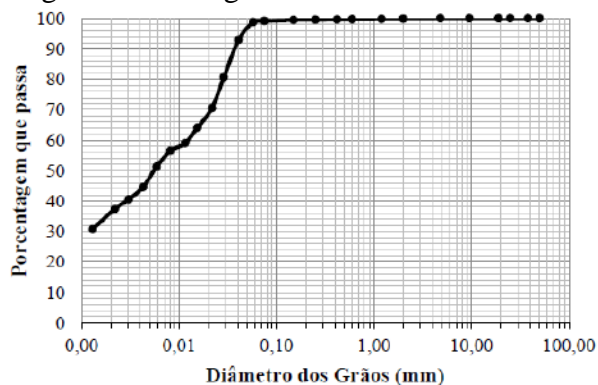
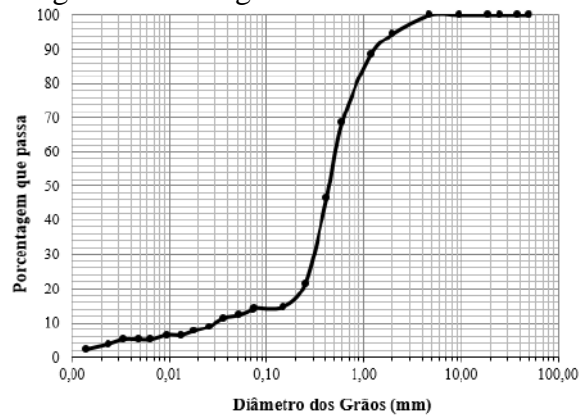


Figura 6. Curva granulométrica do solo RP



O solo VC se mostra de granulometria fina, apresentando cerca de 98% de material passante na peneira de malha 200, enquanto que o solo RP apresenta em torno de 14% de material passante na mesma malha. Por conseguinte, maiores detalhes sobre a etapa de caracterização e classificação encontram-se dispostos nas Tabela 2, para o solo VC e Tabela 3 para o solo RP.

Tabela 2. Dados de classificação e caracterização física do solo VC estudado

Fração	Porcentagem
Pedregulho ( $2 \text{ mm} < \phi \leq 60 \text{ mm}$ )	0%
Areia ( $0,06 \text{ mm} < \phi \leq 2 \text{ mm}$ )	2%
Silte ( $0,002 \text{ mm} < \phi \leq 0,06 \text{ mm}$ )	57%
Argila ( $\phi \leq 0,002 \text{ mm}$ )	41%
* Conforme NBR 6502 (ABNT, 1995)	

Características	Resultados
Peso específico real ( $\gamma_s$ ) - $\text{g/cm}^3$	2,65
Limite de Liquidez (LL)	42,27%
Limite de Plasticidade (LP)	28,75%
Índice de Plasticidade (IP = LL - LP)	13,52%
Classificação quanto à plasticidade (BURMISTER)	plasticidade média
Classificação SUCS	CL
Classificação AASHTO	A-7-6



Tabela 3. Dados de classificação e caracterização física do solo RP estudado

Fração	Porcentagem
Pedregulho ( $2 \text{ mm} < \phi \leq 60 \text{ mm}$ )	5%
Areia ( $0,06 \text{ mm} < \phi \leq 2 \text{ mm}$ )	80%
Silte ( $0,002 \text{ mm} < \phi \leq 0,06 \text{ mm}$ )	12%
Argila ( $\phi \leq 0,002 \text{ mm}$ )	3%

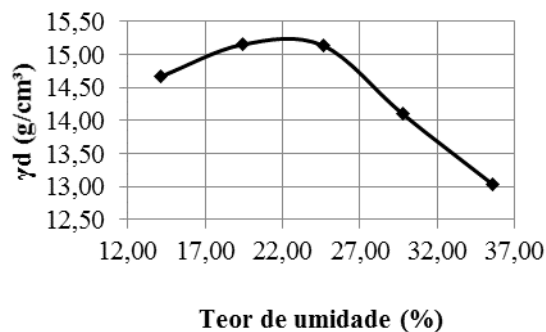
\* Conforme NBR 6502 (ABNT, 1995)

Características	Resultados
Peso específico real ( $\gamma_s$ ) - $\text{g/cm}^3$	2,65
Límite de Liquidez (LL)	NL
Límite de Plasticidade (LP)	NP
Coefficiente de uniformidade (Cu)	16,67
Coefficiente de Curvatura (Cc)	6,00
Classificação SUCS	SW-SM
Classificação AASHTO	A-1-a

Tendo sido realizados os ensaios de caracterização física, foram realizados ensaios de compactação em energia normal, a fim de caracterizar mecanicamente os solos estudados. A resposta do solo à compactação é de suma importância nessa pesquisa, uma vez que é ela que irá comandar as melhores condições de comportamento do solo, dando diretrizes de teor de umidade ótimo e peso específico aparente seco máximo para cada solo estudado. Assim, tendo sido compactados 5 corpos de prova, com reuso de material, para cada solo, obteve-se a curva de compactação e seus respectivos teores de umidade ótima e peso específico aparente seco máximo.

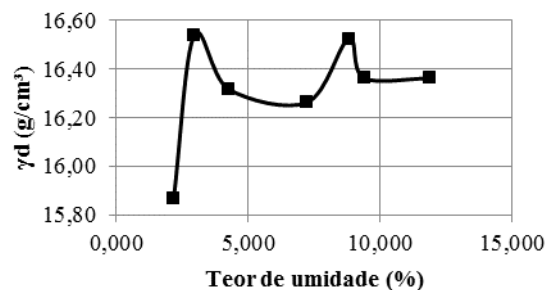
Para o solo VC, com curva de compactação apresentada na Fig. 7, os resultados demonstraram o teor de umidade ótimo do solo em 22% e peso específico aparente seco máximo de 15,20  $\text{kN/m}^3$ .

Figura 7. Curva de compactação do solo VC



Já para o solo RP, a curva de compactação demonstra a ocorrência de dois picos de peso específico aparente seco, como ilustra a Fig. 8 que representa a curva de compactação desse material. Das (2011), indica que esse comportamento é comum a solos arenosos, tendo a peso específico aparente seco uma tendência a reduzir com o teor de umidade, inicialmente e depois aumentar novamente até atingir o valor máximo. Segundo o autor, essa tendência é atribuída aos efeitos da tensão capilar, que em teores de umidade menores, inibe a tendência que as partículas possuem de se reorganizarem de forma mais compacta. Sendo assim, os resultados indicam, para esse solo um teor de umidade ótimo do solo de 9% e peso específico aparente seco máximo de 16,50  $\text{kN/m}^3$ .

Figura 8. Curva de compactação do solo RP



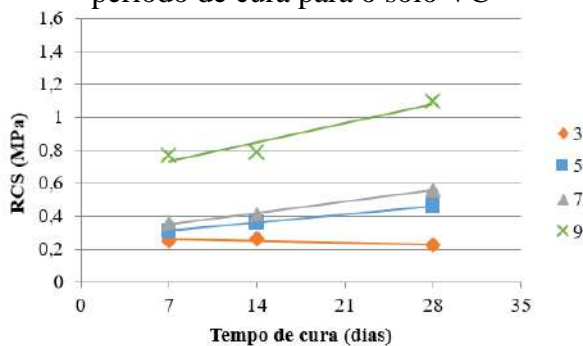


#### 4.2 Resistência à compressão simples (RCS)

Nessa etapa do trabalho, a plotagem dos resultados foi realizada com os valores de resistência médios para os 3 corpos de prova considerados aceitos dentre os 5 moldados para cada tempo de cura e teor de aditivo incorporado.

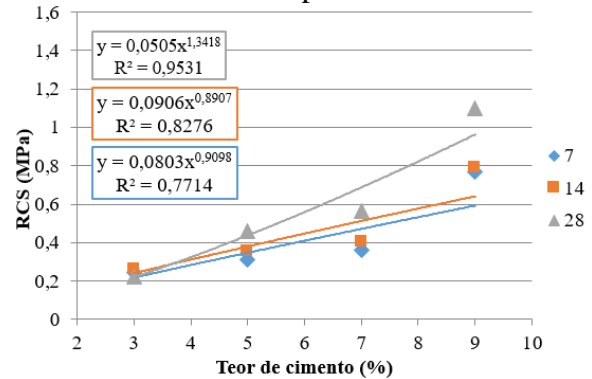
Então, tendo realizado os ensaios de resistência à compressão simples para todos os corpos de prova moldados, pode-se partir para a análise dos resultados obtidos para os 4 diferentes teores de aditivo (3%, 5%, 7% e 9%) e os três períodos de cura (7, 14 e 28 dias) para o solo VC. Os resultados encontrados para esse solo estão dispostos na Fig. 9 e Fig. 10.

Figura 9. Resistência à compressão simples x período de cura para o solo VC



Conforme já esperado, os corpos de prova, em geral apresentaram maiores resistências para o maior teor de cimento inserido na mistura. Outrossim, as amostras ensaiadas apresentaram maior resistência no maior tempo de cura. Fato esse que se deve às reações químicas geradas pelo cimento que continuam a ocorrer ao longo do tempo de cura.

Figura 10. Resistência à compressão simples x teor de cimento para o solo VC

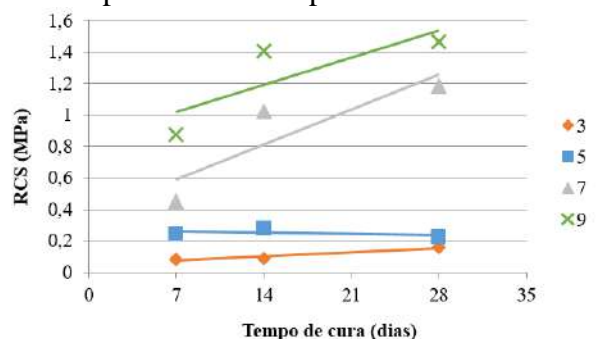


Para a relação resistência à compressão simples x teor de cimento incorporado, observa-se uma tendência de ganho de resistência em função do acréscimo de cimento na mistura. O melhor ajuste se dá aos 28 dias, onde o coeficiente de determinação da tendência ( $R^2$ ) apresenta valor de 0,95. Todavia, pode-se afirmar que há uma boa relação na resposta do solo ensaiado à compressão simples quanto ao acréscimo de cimento à mistura.

Além disso, para o comportamento observado no solo VC, os ganhos de resistência mais significativos ao longo do período de cura se dão para os maiores teores de cimento incorporado, sendo que para o teor de 3% de cimento, a resistência à compressão simples quase não varia.

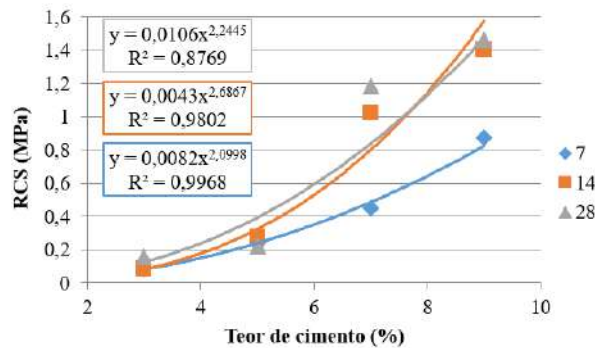
Os resultados obtidos para o solo RP granular estão apresentados na Fig. 11 e Fig. 12.

Figura 11. Resistência à compressão simples x período de cura para o solo RP



O solo RP apresenta os maiores ganhos de resistência ao longo do tempo de cura apenas a partir do teor de 7% de cimento incorporado na mistura. Para 3% e 5% de aditivo, a resistência à compressão simples se mostra quase constante entre os 7 e 28 dias de cura.

Figura 12. Resistência à compressão simples x teor de cimento para o solo RP



É perceptível a influência do ganho de resistência entre os 7 e 14 dias para os corpos de prova de 9% e 7% de cimento. Plotando a resistência à compressão simples x teor de cimento, é possível que se observe a tendência do ganho de resistência dos corpos de prova com o aumento do teor de cimento. O melhor modelo de ajuste estabelecido se dá para as amostras de 7 dias de cura, as quais geram um coeficiente de determinação ( $R^2$ ) muito próximo de 1,0. Dessa forma também ocorre para os corpos de prova de 14 e 28 dias, os quais estabelecem boa representatividade do modelo de regressão proposto.

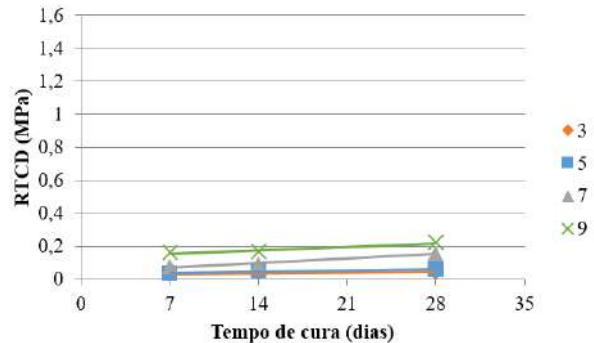
### 4.3 Resistência à tração por compressão diametral (RTCD)

Da mesma forma como para a resistência à compressão simples, os resultados plotados são referentes à média calculada para a resistência dos 3 corpos de prova aceitos, dentre os 5 moldados.

Por conseguinte, uma vez ensaiados os corpos de prova por compressão diametral, as

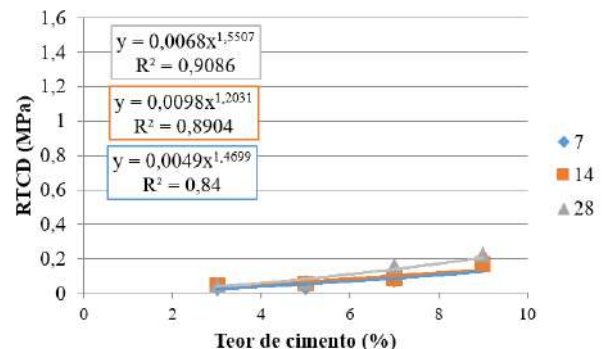
resistências à tração foram plotadas em função do teor de cimento e tempo de cura e apresentadas na Fig. 13 e Fig. 14.

Figura 13. Resistência à tração por compressão diametral x tempo de cura para o solo VC



Foram, portanto, identificadas as maiores resistências à tração para os maiores teores de cimento, sendo que para os teores de 3% e 5%, houve pouca variação no ganho de resistência. Para 7% e 9% de aditivo acrescentado, o ganho de resistência se mostrou maior entre os tempos de cura de 7 e 28 dias.

Figura 14. Resistência à tração por compressão diametral x teor de cimento para o solo VC

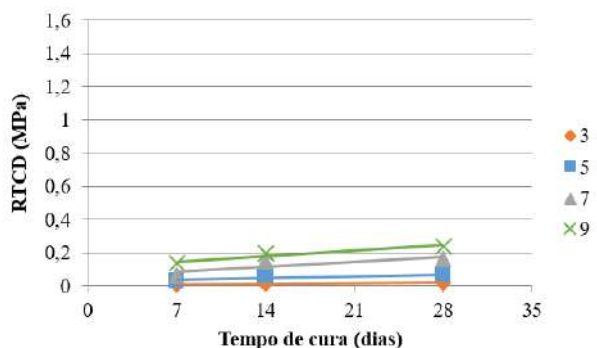


Para os dados dispostos em função do teor de cimento incorporado, estabeleceu-se um modelo de regressão satisfatório para a variação da resistência à tração por compressão diametral. Definida uma equação para cada tempo de cura apresentado, a regressão que melhor se ajusta ao modelo se

deu para os 28 dias de cura, com  $R^2$  igual a aproximadamente 0,91.

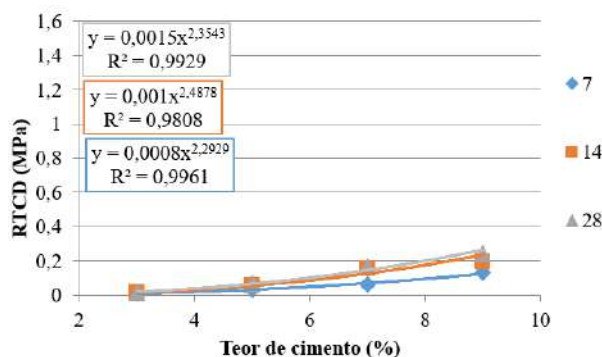
Os resultados dos ensaios de tração por compressão diametral para o solo RP se encontram ilustrados na Fig. 15 e Fig. 16.

Figura 15. Resistência à tração por compressão diametral x tempo de cura para o solo RP



Para o solo RP, assim como para o VC, foram obtidos os maiores valores de resistência para os corpos de prova com maior teor de cimento acrescentado à mistura. Em um breve comparativo com os valores de resistência para o solo VC, observa-se valores muito semelhantes, ligeiramente maiores para o solo RP para alguns teores de aditivo.

Figura 16. Resistência à tração por compressão diametral x teor de cimento para o solo RP



Da mesma forma que na análise do solo VC, propôs-se um modelo de regressão para representar o ganho de resistência à tração

com o acréscimo no teor de cimento da mistura. Os coeficientes de determinação das equações propostas para os tempos de cura de 7, 14 e 28 dias ilustram o quão representativas as mesmas se apresentam. Os valores indicaram  $R^2$  de 0,99 para a regressão de 7 e 28 dias e 0,98 para 14 dias.

#### 4.4 Relação compressão simples x tração por compressão diametral

Depois de analisar os resultados obtidos para compressão simples e tração por compressão diametral de forma isolada, partiu-se para análise de uma relação entre as duas resistências obtidas para os solos VC e RP.

Traçou-se, como evidenciado na Fig. 17, para 7,14 e 28 dias, a relação de resistência à compressão x resistência à tração apresentado pelo solo VC para todos os teores de cimento estudados. Dessa forma, observou-se que, com coeficientes de determinação satisfatórios, todas as três linhas tendenciais seguiam em uma mesma orientação. Por esse motivo, propõe-se um único modelo, capaz de representar essa tendência para todos os tempos de cura estudados. O gráfico plotado, bem como a equação única encontrada estão ilustrados na Fig. 18.

Figura 17. Relação compressão x tração para o solo VC

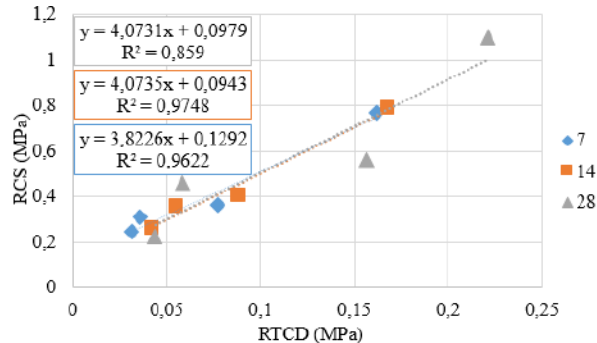
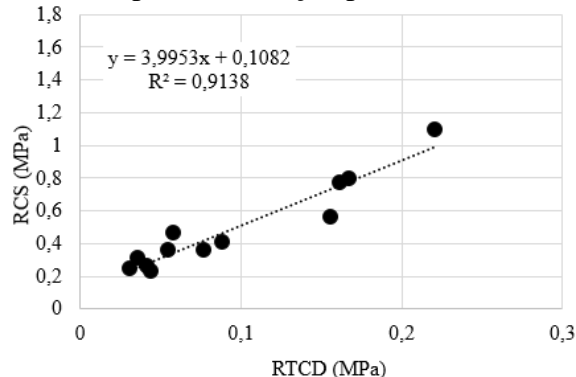


Figura 18. Normalização dos resultados compressão x tração para o solo VC



Propondo um modelo de regressão para a relação compressão x tração do solo VC, obteve-se coeficiente de determinação igual a 0,92, fator que indica que 92% da variável dependente é capaz de ser explicada pelos regressores do modelo proposto na figura acima.

Da mesma forma, fez-se a proposta de plotagem dos dados de compressão x tração atingidos para o solo RP para a média dos 3 corpos de prova ensaiados para cada teor de aditivo da mistura solo-cimento. A Fig. 19 indica o surgimento de coeficientes de determinação bastante elevados e grande semelhança na regressão proposta. Com isso, passou-se a plotar todos em um mesmo ajuste linear, ilustrado na Fig. 20.

Figura 19. Relação compressão x tração para o solo RP

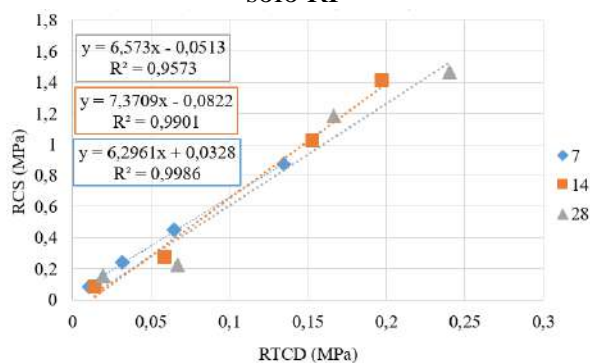
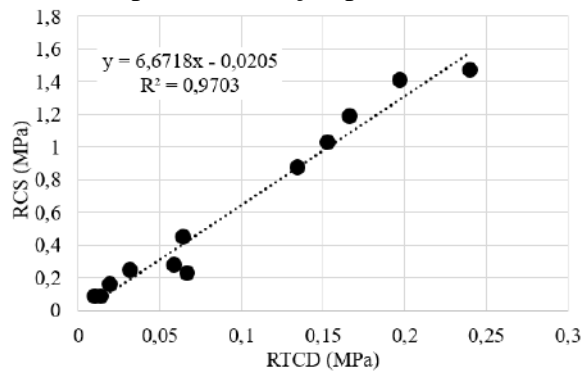


Figura 20. Normalização dos resultados compressão x tração para o solo RP



A relação de tendência única para os dados de compressão e tração do solo RP apresentaram coeficiente de determinação de aproximadamente 0,97, no qual a equação que constitui o modelo está ilustrada na figura acima.

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

Conforme previsto na etapa inicial da pesquisa, os ganhos de resistência para ambos os solos ensaiados à compressão simples e à tração por compressão diametral apresentaram ganhos de resistência ao longo do período de cura e à medida em que se acrescentava aditivo estabilizante à mistura. Entretanto, algumas considerações acerca do trabalho realizado merecem ser citadas:

- A NBR 12253 (ABNT, 1992) prevê que, para aplicação do material estabilizado solo-cimento, a mistura deva atingir pelo menos 2,1 MPa de resistência à compressão simples aos 7 dias de cura. Não tendo sido atingida essa resistência para ambos os solos, deve-se reformular a moldagem com diferentes teores de cimento e, para tanto, avaliar a viabilidade econômica do emprego desse material, uma vez que se faz necessária a ampliação dos teores de aditivo.
- Para compressão simples, o solo que apresentou maiores ganhos de resistência, bem como atingiu a maior resistência foi o solo

granular originário de Rio Pardo – RS (solo RP). Esse fato pode ser explicado devido a maior eficiência dos solos arenosos cimentados citada por Inglês e Metcalf (1972) *apud* Foppa (2005) dada pela facilidade de homogeneização da mistura.

c) Para as resistências à tração por compressão diametral, apesar de comportamento bastante semelhante, o solo ligeiramente mais resistente se mostrou ser o solo RP, da mesma forma que para compressão.

d) Foi possível estabelecer relações significativamente importantes e úteis para uma possível metodologia de dosagem para o solo VC e RP, tanto em função do teor de aditivo acrescentado quanto na correlação compressão x tração dos solos.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 12253: Solo-cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento. Rio de Janeiro: ABNT, 1992. 4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 6459: Solo – determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 1984. 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 6502: Rochas e Solos - Terminologia. Rio de Janeiro: ABNT, 1995. 18p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 6508: Solo – Grãos de solos que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro: ABNT, 1984. 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 7180: Solo – determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 7181: Solo – análise granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 1984. 13 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 7182: Solo – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro: ABNT, 1986. 10p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 9895: Solo – Índice de Suporte Califórnia. Rio de Janeiro: ABNT, 1987. 14p.

DAS, B. M. Fundamentos de Engenharia Geotécnica. São Paulo: Cengage Learning, 2011.

FONINI, A. **Comportamento mecânico de uma areia cimentada: análise experimental e micromecânica.** 2012. Tese (Doutorado em Engenharia – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - UFRGS): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre RS, 2012.

FOPPA, D. **Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados.** 2005, Dissertação (Mestrado em Engenharia – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - UFRGS): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre RS, 2005.

NUÑEZ, W. P. **Estabilização físico-química de um solo residual de arenito Botucatu, visando seu emprego na pavimentação.** 1991. Dissertação (Mestrado em Engenharia – CPGEC/UFRGS): Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre RS, 1991.

SARIOSSEIRI, F., MUHUNTHAN, B. Effect of cement treatment on geotechnical properties of some Washington State soils. In:

**Engineering Geology.**, v.104, p 119-125,  
2009.

SCHNAID, F., PRIETTO, P.D.M.,  
CONSOLI, N.C. Characterization of Cement  
Sand In Triaxial Compression. In: **Journal of  
Geotechnical and Geoenvironmental  
Engineering.**, New York, v.127, p 857-868,  
2001.



## ESTUDO COMPARATIVO DE COMPACTAÇÃO DE BRITAS GRADUADAS PELO MÉTODO DE PROCTOR MODIFICADO E EMPREGANDO A MESA VIBRATÓRIA ELETROMAGNÉTICA

**Anderson Martins Wojciechowski**

Acadêmico do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Pelotas  
andersoncivil3@gmail.com

**Klaus Machado Theisen**

Professor do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Pelotas  
theisenkm@yahoo.com.br

**Resumo.** *O presente trabalho apresenta um estudo comparativo entre o método convencional de ensaio laboratorial de compactação de britas graduadas simples, que tem como destino o emprego em bases de pavimentos, o ensaio de Proctor empregando energia modificada, com um método proposto para determinar a massa específica aparente seca máxima e sua umidade ótima utilizando a mesa vibratória eletromagnética. Foram empregadas duas amostras de materiais distintos, ambas de origem basáltica para realização dos ensaios. Ambos os métodos, para as duas amostras, apresentaram resultados equivalentes de massa específica aparente seca máxima e umidade ótima de compactação quando comparados. Entretanto, pelo método de Proctor, os materiais apresentaram uma mudança representativa quanto à composição granulométrica inicial, colocando em dúvidas o reuso do material para outros ensaios. Mais estudos são necessários para que haja um melhor comparativo entre os métodos, dando maior credibilidade aos resultados.*

**Palavras-chave:** *Compactação. Proctor. Mesa vibratória eletromagnética.*

### 1. INTRODUÇÃO

Pode-se dizer que a pavimentação está atrelada à história e evolução da humanidade, sendo que as técnicas de pavimentação sempre estiveram em uma constante evolução, ligadas diretamente ao surgimento dos novos meios de transporte terrestres. Sendo assim, este braço da engenharia busca desenvolver os mais avançados tipos de pavimentos. (SENÇO, 1997). As camadas tipicamente presentes em um pavimento flexível, constituído de todas as camadas acima da camada de fundação (subleito), são formadas inicialmente por uma sub-base, abaixo de uma camada de base, e por fim o revestimento (BERNUCCI et al., 2008).

Os materiais a serem empregados nas camadas de um pavimento devem passar por uma série de métodos de seleção e caracterização de suas propriedades. De maneira geral, os materiais que serão empregados em estruturas de pavimentos, principalmente os que serão compactados, devem apresentar-se em sua forma compactada, resistentes, com pouca deformabilidade e com permeabilidade compatível com a função na estrutura (BERNUCCI et al., 2008).

A variação de energia de compactação assume uma importância quando se pretende construir uma rodovia. A pavimentação de um

trecho novo exige que as base e sub-base sejam compactadas de tal forma que as deformações permanentes não prejudiquem o pavimento. Em compactação, deve-se consumir uma comparação entre os índices de compactação atingidos em laboratório buscado a curva de compactação do material (umidade x massa específica aparente seca), com os resultados obtidos *in situ*, a fim de alçar o maior grau de compactação da mesma (SENÇO, 1997).

Em laboratório, o método de ensaio usual para determinação de tais índices é o ensaio de Proctor (SENÇO, 1997). Um ensaio que para matérias não coesivos se mostra muito sensível para o alcance da curva de compactação ideal, devido principalmente a sua sensibilidade quanto às variações de umidades para o alcance destes resultados. Outro ponto a salientar é que no ensaio de Proctor, depois de certo número de golpes, a energia se dissipa nas partículas, não havendo mais compactação da brita graduada, ocorrendo com isso a mudança na sua granulometria, impossibilitando o reuso do material para ensaios posteriores.

Visto isso, o presente trabalho tem como proposta uma diferente forma de atingir a massa específica aparente seca máxima do material e sua respectiva umidade ótima em laboratório, por meio de uma mesa vibratória eletromagnética, atingindo a compactação da brita graduada simples para uso em base de pavimentos por intermédio de aplicação de uma carga vertical e vibração.

## 2. MATERIAIS E MÉTODOS

### 2.1 Amostras empregadas

Para realização dos ensaios e análises comparativas, foram selecionadas duas amostras de pedra britada de graduação simples, sendo ambas de origem basáltica. As mesmas são destinadas para bases de brita

graduada simples, porém oriundas de obras de pavimentação distintas.

A primeira amostra (Amostra 1) é proveniente de uma obra de pavimentação, realizada na cidade de Faxinal do Soturno, na região central do Rio Grande do Sul. Com a curva granulométrica pertencente a Faixa “A” do Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem (DAER). Com sua composição granulométrica composta conforme a Tabela 1.

Tabela 1. Composição granulométrica da Amostra 1

Composição Granulométrica		
Peso total = 6000 g		
Composição	Peso (g)	Porcentagem (%)
Ret. #3/8 e pass. #3/4	1908	31,80
Ret. #4 e pass. #3/8	1839	30,65
Pass. #4	2253	37,55

A segunda amostra (Amostra 2) foi obtida de uma obra de pavimentação realizada na cidade de Alvorada, localizada na região metropolitana de Porto Alegre no Rio Grande do Sul. Com a curva granulométrica pertencente a Faixa “A” do DAER. Com sua composição granulométrica composta conforme a Tabela 2.

Tabela 2. Composição granulométrica da Amostra 2

Composição Granulométrica		
Peso total = 6000 g		
Composição	Peso (g)	Porcentagem (%)
Ret. #3/8 e pass. #3/4	2100	35,00
Ret. #4 e pass. #3/8	1376	22,93
Pass. #4	2524	42,07

### 2.2 Metodologia de execução

A composição granulométrica conforme a faixa granulométrica de trabalho para cada um dos materiais foi montada obedecendo a uma amostra representativa, levando como

referência a massa retida na # 3/8" e passante na # 3/4", a massa retida na # n°4 e passante na # 3/8 e a massa passante na # n°4 (Tabela 1 e 2).

O primeiro ensaio realizado foi o de Proctor, padronizado segundo a Norma Brasileira (NBR) 7182, visto que este é o ensaio original para determinação da compactação de uma determinada amostra (ABNT, 2016). As amostras foram preparadas para compactação conforme NBR 6457 (ABNT, 2016).

Adotou-se a energia do Proctor modificado, uma vez que a massa aparente seca em laboratório dos materiais não coesivos é menos sensível no que diz respeito à energia de compactação, e a energia de compactação está diretamente correlacionada à variação de massa específica aparente seca máxima e umidade ótima. Para um mesmo material, quanto maior a energia de compactação empregada, maior será a massa específica aparente seca máxima e menor será a umidade ótima.

Após a secagem do material para obtenção da umidade (a 110°C até constância de peso) de cada um dos pontos realizados na compactação das amostras, os mesmos foram peneirados, obtendo assim as composições granulométricas de ambos os materiais após a compactação.

Para a obtenção dos resultados da compactação por meio da mesa vibratória eletromagnética, foi usado como base a NBR 12051 por meio do método de ensaio A.2 (mesa eletromagnética e material úmido) nela citada, uma vez que se buscou a umidade ótima do material para compactá-lo (ABNT, 1991), sendo as amostras preparadas conforme NBR 6457 (ABNT, 2016).

Da mesma forma que na compactação por Proctor, após a secagem para obtenção da umidade foram realizados os peneiramentos dos pontos ensaiados, obtendo as composições granulométricas do material após o ensaio.

A realização dos ensaios mencionados exige laboristas qualificados e experientes, devido a detalhes minuciosos dos métodos, inclusive de calibração dos equipamentos. A calibração dos equipamentos, assim como a preparação das amostras e desenvolvimento dos ensaios, foram todos fundamentados em normas vigentes da Associação Brasileira de Normas Técnicas. Para as duas amostras foram realizados os mesmos ensaios laboratoriais, primando por padrão constante.

### 3. RESULTADOS

No ensaio de Proctor, adotando energia modificada, referente a Amostra 1, o resultado da massa específica aparente seca máxima e sua umidade ótima, foram 2,073 g/cm<sup>3</sup> e 8,9%, respectivamente (Tabela 3 e Figura 1).

Tabela 3. Dados referentes ao ensaio de Proctor da Amostra 1

ENSAIO DE COMPACTAÇÃO - PROCTOR					
Peso da Amostra:	6000 g	Energia de Compactação:	Modificada		
PONTO	1	2	3	4	5
UMIDADE (%)	5,9	6,9	8,7	10,2	12,1
M.E.A. SECA (g/cm <sup>3</sup> )	1,994	2,016	2,073	1,995	1,968

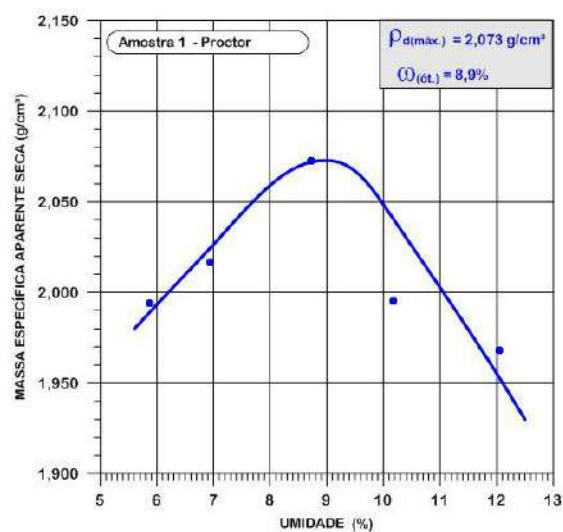


Figura 1. Curva de compactação da Amostra 1 obtida no ensaio de Proctor

Na Amostra 2 o resultado da massa específica aparente seca máxima e umidade ótima, obtidos por meio do ensaio de Proctor, adotando energia modificada, foram 2,185 g/cm<sup>3</sup> e 8,8%, respectivamente (Tabela 4 e Figura 2).

Tabela 4. Dados referentes ao ensaio de Proctor da Amostra 2

ENSAIO DE COMPACTAÇÃO - PROCTOR					
Peso da Amostra:	6000 g	Energia de Compactação: Modificada			
PONTO	1	2	3	4	5
UMIDADE (%)	5,2	6,5	7,8	9,2	10,4
M.E.A. SECA (g/cm <sup>3</sup> )	2,079	2,102	2,172	2,179	2,140

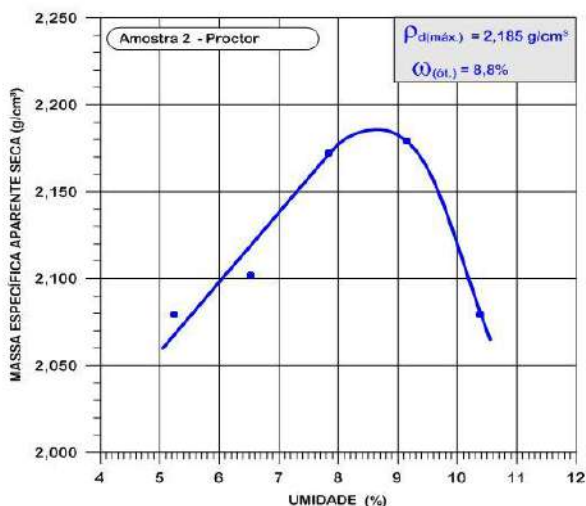


Figura 2. Curva de compactação da Amostra 2 obtida no ensaio de Proctor

No ensaio de compactação utilizando a mesa vibratória eletromagnética, na Amostra 1 os resultados da massa específica seca aparente máxima e umidade ótima alcançados foram, 2,060 g/cm<sup>3</sup> e 8,9%, respectivamente. (Tabela 5).

Tabela 5. Dados referentes ao ensaio na mesa vibratória eletromagnética da Amostra 1

ENSAIO DE COMPACTAÇÃO - MESA			
Frequência:	60 Hz	Tempo: 10 minutos	
CORPO DE PROVA	1	2	3
UMIDADE (%)	9,4	8,6	8,8
UMIDADE MÉDIA (%)	8,9		
M.E.A. SECA (g/cm <sup>3</sup> )	2,071	2,067	2,042
M.E.A. SECA MÉDIA (g/cm <sup>3</sup> )	2,060		

Para a Amostra 2, os resultados da massa específica aparente seca máxima e umidade ótima, obtidos por meios da mesa vibratória eletromagnética, foram, 2,179 g/cm<sup>3</sup> e 9,1%, respectivamente (Tabela 6).

Tabela 6. Dados referentes ao ensaio na mesa vibratória eletromagnética da Amostra 2

ENSAIO DE COMPACTAÇÃO - MESA			
Frequência:	60 Hz	Tempo: 10 minutos	
CORPO DE PROVA	1	2	3
UMIDADE (%)	9,2	9,0	9,2
UMIDADE MÉDIA (%)	9,1		
M.E.A. SECA (g/cm <sup>3</sup> )	2,195	2,181	2,161
M.E.A. SECA MÉDIA (g/cm <sup>3</sup> )	2,179		

Para a Amostra 1, os resultados quanto à nova composição granulométrica, após a compactação por meio do ensaio de Proctor, considerando a média dos resultados dos 5 pontos compactados e pela mesa vibratória eletromagnética apresentando a média dos 3 corpos de prova ensaiados, estão apresentados na Tabela 7 e 8, respectivamente.

Tabela 7. Composição granulométrica após compactação por Proctor da Amostra 1

Granulometria após compactação - Proctor		
Peso total (médio) = 4233,12 g		
Composição	Peso (g)	Porcentagem (%)
Ret. #3/8 e pass. #3/4	1033,5	24,41
Ret. #4 e pass. #3/8	1213,4	28,66
Pass. #4	1986,22	46,92

Tabela 8: Composição granulométrica após compactação pela mesa da Amostra 1

Granulometria após compactação - Mesa		
Peso total (médio) = 4336,5 g		
Composição	Peso (g)	Porcentagem (%)
Ret. #3/8 e pass. #3/4	1249,433	28,81
Ret. #4 e pass. #3/8	1285,3	29,64
Pass. #4	1801,767	41,55

Para a Amostra 2, os resultados quanto à nova composição granulométrica, após a compactação por meio do ensaio de Proctor considerando a média dos resultados dos 5 pontos compactados e pela mesa vibratória eletromagnética apresentando a média dos 3 corpos de prova ensaiados, estão apresentados na Tabela 9 e 10, respectivamente.

Tabela 9. Composição granulométrica após compactação por Proctor da Amostra 2

Granulometria após compactação - Proctor		
Peso total (médio) = 4478,18 g		
Composição	Peso (g)	Porcentagem (%)
Ret. #3/8 e pass. #3/4	1452,66	32,44
Ret. #4 e pass. #3/8	977,64	21,83
Pass. #4	2047,88	45,73

Tabela 10. Composição granulométrica após compactação pela mesa da Amostra 2

Granulometria após compactação - Mesa		
Peso total (médio) = 4387,933 g		
Composição	Peso (g)	Porcentagem (%)
Ret. #3/8 e pass. #3/4	1428,7	32,56
Ret. #4 e pass. #3/8	1047,2	23,87
Pass. #4	1912,033	43,57

Para uma melhor visualização comparativa dos resultados das massas específicas aparentes secas máximas dos métodos em questão, bem como as umidades ótimas, a Tabela 11 apresenta de forma prática estes dados.

Tabela 11. Comparativo dos resultados de massa específica aparente seca máxima e umidades ótimas

Comparativo de resultados		
Ensaio de compactação Amostra 1	Proctor	Mesa
M.E.A. seca máxima (g/cm <sup>3</sup> )	2,073	2,060
Umidade ótima (%)	8,9	8,9
Ensaio de compactação Amostra 2		
Ensaio de compactação Amostra 2	Proctor	Mesa
M.E.A. seca máxima (g/cm <sup>3</sup> )	2,185	2,179
Umidade ótima (%)	8,8	9,1

A Tabela 12 explana as percentagens das frações granulométricas antes do ensaio e após os ensaios de compactação por Proctor e mesa vibratória, para ambas as amostras, facilitando a comparação dos resultados.

Tabela 12. Comparativo dos resultados das composições granulométricas para as amostras

COMPARAÇÃO DA COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA					
Composição Amostra 1	Inicial	Após a compactação		Variação	
		Proctor	Mesa	Proctor	Mesa
Ret. #3/8 e pass. #3/4	31,80%	24,41%	28,81%	23,22%	9,40%
Ret. #4 e pass. #3/8	30,65%	28,66%	29,64%	6,48%	3,30%
Pass. #4	37,55%	46,92%	41,55%	24,96%	10,65%
Amostra 2					
Composição Amostra 2	Inicial	Após a compactação		Variação	
		Proctor	Mesa	Proctor	Mesa
Ret. #3/8 e pass. #3/4	35,00%	32,44%	32,56%	7,32%	6,97%
Ret. #4 e pass. #3/8	22,93%	21,83%	23,87%	4,81%	4,06%
Pass. #4	42,07%	45,73%	43,57%	8,71%	3,59%

#### 4. DISCUSSÃO

Os resultados deste estudo indicam que a massa específica aparente seca máxima e sua respectiva umidade ótima compactada pelo método de Proctor, na energia modificada se mostram muito semelhantes aos valores alcançados pela compactação por meio da mesa vibratória eletromagnética, tanto na Amostra 1 quanto na Amostra 2. Isso indica que para se obter o valor máximo da massa específica aparente seca e sua umidade ótima, quando se quer calcular o Grau de Compactação de uma base de brita graduada



simples, o ensaio na mesa vibratória se mostra capaz de atingir estes parâmetros.

São muitas as variáveis que podem levar a um viés nos resultados, quando se fala do uso do ensaio de Proctor, para determinar o maior adensamento de uma brita graduada simples que será empregada em base de pavimentos, onde o maior problema observado é em relação à sensibilidade deste tipo de material quanto ao acréscimo de umidade, até mesmo para um laboratorista experiente. Ao contrário do que foi observado quando ensaiado na mesa vibratória, onde poucas variáveis podem interferir nos resultados do ensaio. Além do que na mesa vibratória o tempo de execução da compactação é de aproximadamente 90 minutos, no Proctor em energia modificada, de 120 minutos, tempo este que pode impactar na liberação da pista.

Após a realização dos ensaios e peneiramento das amostras foi notado, principalmente na Amostra 1, que a mudança da composição granulométrica pode ser extremamente relevante, quando se trata de material não coesivo, havendo um aumento na fração passante na # n°4. Visto que na energia modificada (energia usual para este tipo de material) após a compactação, a energia se dissipa nas partículas, fazendo com que ocorra uma mudança de suas características granulométricas para ensaios posteriores.

Ao passo que os métodos construtivos na área da pavimentação se encontram em crescente evolução, se vê poucas mudanças nos ensaios que permitam um melhor entendimento dos materiais e de métodos de projeto teórico-empíricos de base, sub-base e afins.

Do ponto de vista mecânico, o método de compactação via mesa vibratória eletromagnética se adéqua melhor com o método construtivo de uma base de brita graduada simples em campo, uma vez que em campo através de rolos compactadores de aço vibratórios, a compactação da brita graduada

simples, se dá via vibração somada a uma força vertical, ao contrário do método clássico (ensaio de Proctor).

Em vista dos resultados alcançados e da pouca evolução nos estudos referentes as camadas subjacentes ao revestimento, é relevante estudar novos métodos de ensaios e analisar a eficiência dos mesmos com relação aos métodos tradicionais, sempre correlacionando com a realidade expressa no campo.

## 5. CONCLUSÃO

Embora existam evidências prévias que se trata de um estudo relevante, onde os resultados finais em comparativo se mostram satisfatórios, é visto a necessidade de um prolongamento nas pesquisas, aumentando assim seu banco de dados, aplicando-se a metodologia apresentada no presente trabalho a diferentes materiais, de modo a corroborar os resultados aqui apresentados.

Visando a evolução das pesquisas, os próximos estudos a serem realizados estão atrelados ao teste de materiais com índices de abrasão por impacto diferentes, de modo a atestar que realmente a variação da granulometria se dá por quebras devido ao impacto da compactação, correlacionando a variação granulométrica com ensaios de resistência dos materiais (abrasão Los Angeles, por exemplo).

Estão programados também estudos comparativos entre a compactação de brita pelo método Proctor com reuso de material e sem reuso de material, de forma a se verificar a influência da variação da granulometria, uma vez comprovada sua existência, nos resultados quanto à massa específica aparente seca.



### *Agradecimentos*

À Fundação de Ciências e Tecnologia (CIENTEC), pelo incentivo e apoio dado a esta pesquisa e elaboração do trabalho.

À equipe do Departamento de Geotecnia, pelo auxílio na realização dos ensaios apresentados neste trabalho e ao assistente de pesquisa Paulo Renato Amaral pela colaboração com seu conhecimento tácito.

Aos engenheiros Gilnei Pestano Arnold e José Eduardo Corrêa Mallmann que deram todo o suporte para efetivação deste estudo.

### **6. REFERÊNCIAS**

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **Norma Brasileira 7182: Ensaio normal de compactação de solos.** s.l., 2016. 10 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **Norma Brasileira 12051: Solo - Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos - Método de ensaio.** s.l., 1991. 15 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **Norma Brasileira 6457: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização.** s.l., 2016. 9 p.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. In: **Pavimentação Asfáltica: Formação básica para engenheiros.** Rio de Janeiro, Rio de Janeiro – Brasil: Petrobras, 2008. 496 p.

SENÇO, W. **Manual de Técnicas de Pavimentação.** São Paulo, São Paulo – Brasil: Pini, 1997. 746 p.

**IMPLEMENTAÇÃO DO EQUIPAMENTO TRETON NO LABORATÓRIO DE MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO CIVIL (LMCC/UFSM) PARA CARACTERIZAÇÃO DE AGREGADOS DE PEDREIRAS DO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL**

**Tairine Rodrigues Sanguebuche**

Pesquisadora do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria  
tairine\_sanguebuche@outlook.com

**Ana Helena Back**

Pesquisadora do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria  
anahback@hotmail.com

**Rinaldo José Barbosa Pinheiro**

Professor/Pesquisadora do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria  
rinaldo@ufsm.br

**Resumo.** *A atual situação das rodovias brasileiras traz a preocupação com a infraestrutura dos pavimentos existentes. O ensaio de abrasão Los Angeles é o ensaio mecânico mais utilizado no Brasil para qualificar os agregados para a utilização em obras rodoviárias, os quais por vezes são descartados por apresentarem alto grau de desgaste quando submetidos ao ensaio. Para solucionar este problema, considerando que em alguns locais torna-se inviável o transporte de rochas mais adequadas para a execução da obra, criaram-se ensaios alternativos, os quais, muitas vezes, quando aplicados nos mesmos agregados, resultam em rochas adequadas para uso em pavimentação. Um dos ensaios alternativos é o ensaio de perda ao choque, executado com o equipamento Treton, o qual se tornou importante no Laboratório de Materiais de Construção Civil (LMCC), para aumentar os detalhes e informações sobre os agregados que chegam para análise e prestação de serviços. O objetivo deste trabalho é implementar o equipamento Treton no LMCC, que mede a perda ao choque dos agregados. No presente trabalho foram analisados quatro agregados distintos, sendo eles mármore, arenito, seixo rolado e riodacito. Os resultados dos ensaios de resistência foram satisfatórios e condizentes com as características observadas na análise*

*macroscópica das amostras de rocha. Na abrasão Los Angeles obteve-se 29,37% para o mármore, 33,71% para o arenito, 9,02% para o seixo e 14,20% para o riodacito. Na perda ao choque obteve-se 61,39% para o mármore, 67,05% para o arenito, 50,30% para o seixo e 46,51% para o riodacito. Portanto, foi possível implementar o equipamento Treton no LMCC/UFSM, este se demonstrando um bom desempenho durante os ensaios. Além disso, pode-se concluir que as características mineralógicas e formação das rochas podem influenciar na resistência mecânica do agregado e explicar alguns resultados que parecem incorretos a primeira impressão.*

**Palavras-Chave:** Treton, Pavimentação, Perda ao Choque.

## **1. INTRODUÇÃO**

O dimensionamento de pavimentos determina as diferentes composições e espessuras de cada camada dependendo das propriedades mecânicas do concreto asfáltico, do tipo de carregamento implementado e principalmente da capacidade de suporte do solo de subleito (PITTA, 1998).

A escolha dos materiais componentes da camada granular dos pavimentos, tanto rígidos como flexíveis, deve ser feita com muita cautela e várias possibilidades devem ser analisadas antes da escolha definitiva do tipo de composição granulométrica das camadas. Isso se deve ao fato de que a base e sub-base dos pavimentos possuem a finalidade de absorver tensões provenientes das cargas de veículos passantes na camada de revestimento, sem se deformarem além do esperado, sem contar que promovem uma drenagem subsuperficial ao pavimento (DNIT,2006).

O controle de qualidade dos materiais componentes das camadas granulares e revestimento dos pavimentos é executado com uma série de testes laboratoriais. Esses ensaios são feitos para prever o comportamento dos agregados durante a vida útil do pavimento e assim selecionar os materiais mais adequados para as camadas de revestimento, base ou sub-base (FRAZÃO, 2002).

O ensaio de abrasão Los Angeles é o teste mais utilizado para caracterizar os agregados graúdos qualitativamente e os componentes de cada camada do pavimento precisam obedecer certos limites de resistência, porém, alguns estados brasileiros possuem rochas muito alteradas, as quais não obedecem aos limites estabelecidos pelo DNIT. Por este motivo, algumas metodologias complementares de avaliação mecânica dos agregados foram elaboradas, as quais possuem diferentes limites de aceitação das características mecânicas dos agregados graúdos e, após a utilização destes ensaios complementares, algumas rochas antes consideradas inadequadas para fins de pavimentação são consideradas apropriadas. O ensaio de perda ao choque, executado com o aparelho Treton, de metodologia de nome DNER-ME 399/99 é um dos testes complementares que determina a perda ao choque de material pétreo britado (BERNUCCI et al., 2008) e o principal ensaio deste trabalho.

A Universidade Federal de Santa Maria (UFSM) tem o objetivo de implementar este ensaio de caracterização ao seu Laboratório de Materiais de Construção Civil (LMCC), no Centro de Tecnologia (CT). Este trabalho tem o objetivo de apresentar os primeiros resultados de calibração do aparelho Treton e fazer a comparação com os ensaios de abrasão Los Angeles para quatro amostras de rocha diferentes, através de correlações entre o tipo de rocha e cada um dos ensaios, traçando um parâmetro de resultados esperados para as próximas utilizações do equipamento.

## **2. FORMAÇÃO GEOLÓGICA DO RIO GRANDE DO SUL**

Apesar da formação geológica e litológicas antigas, o relevo brasileiro tem formação recente, devido principalmente aos incessantes processos erosivos e à movimentação das placas tectônicas, formando as diferentes paisagens de planaltos e planícies em todo o território nacional. Como parte do território brasileiro, o Rio Grande do Sul possui um relevo de formação litológica antiga, com pouca movimentação tectônica expressiva devido ao fato de o Estado estar localizado fora da zona de encontro entre placas (BECKER e Nunes, 2012).

O estado do Rio Grande do Sul é dividido em quatro principais domínios geomorfológicos, o Planalto Norte-Rio-Grandense, a Planície Costeira, a Depressão Central e o Escudo Sul-Rio-Grandense. O Planalto Norte-Rio-Grandense, formado por derrames basálticos da era mesozoica é caracterizado pelas maiores altitudes do estado e relevo acidentado. A Planície Costeira é formada terrenos arenosos e de baixa altitude e ocorrem formações de restingas, lagunas e lagoas. A depressão Central é formada por rochas sedimentares e relevo plano e relativamente ondulado, ficando localizada entre o Planalto Norte-Rio-Grandense e o Escudo Sul-Rio-Grandense. Por sua vez, o Escudo Sul-Rio-

Grandense possui rochas datadas do período Pré-Cambriano do tipo ígneas plutônicas e metamórficas; a região possui relevo plano, com raras elevações (BECKER e Nunes, 2012). Na Figura 1 pode ser visualizado um mapa com a localização dos principais domínios geomorfológicos do Rio Grande do Sul.

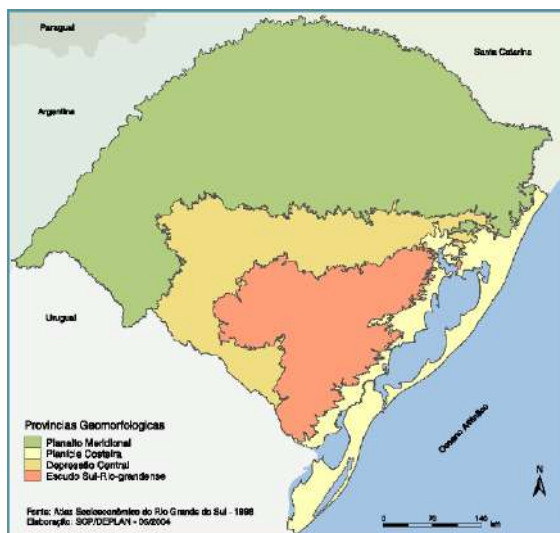


Figura 1 – Domínios geomorfológicos do Rio Grande do Sul. Fonte: Atlas Sócio - Econômico do Estado do Rio Grande do Sul, Secretaria da Coordenação e Planejamento – 1998.

As amostras utilizadas neste trabalho pertencem a três dos quatro domínios geomorfológicos do Rio Grande do Sul. O seixo rolado e riodacito são provenientes do planalto meridional, o arenito provém da depressão central e o mármore do escudo Sul-Rio-Grandense.

### 3. UTILIZAÇÃO DE ROCHAS EM PAVIMENTAÇÃO

Considerando a otimização entre custo e qualidade dos pavimentos, as rochas utilizadas na implementação de pavimentos devem ser extraídas de jazidas próximas ao local da obra, pois os custos com transporte e ciclo de serviço serão reduzidos, diminuindo, assim, o custo final da obra. Daí a

importância da caracterização dos agregados utilizados na pavimentação, onde muitas vezes o engenheiro precisa utilizar uma rocha local, porém com baixa resistência ao esmagamento ou ao choque, influenciando no dimensionamento e consequentemente no custo final da obra (BERNUCCI et al; 2008).

Quando utilizados em pavimentação, os agregados devem possuir características específicas para obter um bom desempenho ao longo da vida útil do pavimento. Algumas características essenciais dos agregados para uso em pavimentação são: boas tenacidade e resistência à abrasão, para resistir as solicitações e desgaste que as rodas dos veículos promovem; boa resistência à compressão, para suportar o peso dos veículos comerciais e distribuí-los ao subleito de maneira sutil; alta resistência à alteração, para resistir às ações intempéries de forma a promover um bom embricamento entre os grãos e melhor resistência mecânica; boa adesividade com os ligantes betuminosos bem como a forma dos agregados, para que sejam o mais equidimensionais possível, permitindo uma maior resistência mecânica, ao impacto e à compressão (FRAZÃO, 2002).

### 4. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DE AGREGADOS

Agregados são materiais inertes que possuem propriedades adequadas para comporem camadas ou misturas para utilização na engenharia civil. Quanto ao tamanho dos grãos, os agregados são classificados como britas, cascalhos, seixos, etc. que ficam retidos na peneira de nº10 (CARDOSO, 2002). Os materiais pétreos, chamados de agregados quando empregados em pavimentação, são especificados para que se obtenha uma obra que atenda apropriadamente às especificações desejadas (DNIT, 2006).

Em pavimentação, as partículas do agregado devem possuir características que as permitam resistir aos carregamentos e à ação do intemperismo. Nos serviços de pavimentação, granulometria, forma,

absorção de água, resistência ao choque, resistência à abrasão, sanidade, limpeza, adesividade, massa específica aparente, densidade aparente do grão são características importantes na análise do agregado (CARDOSO, 2002).

Foram realizados os ensaios de análise petrográfica, granulometria, índice de forma, lamelaridade, massa específica aparente, massa específica real, absorção, abrasão Los Angeles e Treton.

## 5. ENSAIO DE PERDA AO CHOQUE – EQUIPAMENTO TRETON

Em regiões com rochas de alto índice abrasivo, os agregados disponíveis para pavimentação não poderiam ser utilizados por estarem fora dos limites de aceitação dos órgãos responsáveis pela infraestrutura de transportes. Sendo assim, surgiu a necessidade de utilização de ensaios laboratoriais que auxiliassem na caracterização de resistência dos agregados para pavimentação, resultando em índices melhores que fariam possível a utilização das rochas disponíveis localmente (BERNUCCI et al, 2008).

O ensaio de perda ao choque é um ensaio complementar ao ensaio de abrasão, realizado com o equipamento Treton, cujo método de ensaio é especificado pela norma DNER 399/99 (BERNUCCI ET AL, 2008). Além de ser normatizado pela DNER-ME 399/99, o ensaio de perda ao choque também é especificado pela ABNT NBR 8938:1985.

Na Figura 2 a seguir, o equipamento completo pode ser visualizado. O equipamento Treton é composto por uma placa de aço de base (1), um cilindro maciço (2) (o qual está localizado no interior do cilindro oco na figura), um cilindro oco (3) para condução do peso, um peso (4) que cai em queda livre sobre o cilindro maciço, uma haste de sustentação (5) do peso, uma haste horizontal móvel (6) adaptável tanto para a NBR como para a ABNT, uma haste horizontal fixa (7) de sustentação da roldana (8) e do cabo de aço (9) que conduz o peso.



Figura 2 – Equipamento Treton do LMCC/UFSM.

O equipamento Treton consiste, de acordo com método de ensaio do DNER 399/99, em um cilindro de aço oco, aberto em ambas as extremidades, com 10,16 cm de diâmetro interno, 17,16 cm de diâmetro externo e 47,62 cm de altura. O cilindro oco é colocado sobre uma chapa de base de aço com 38,10 cm de diâmetro e 0,95 cm de espessura, sobre a qual se assenta um outro cilindro maciço, também de aço, com 9,84 cm de diâmetro e 3,81 cm de altura, de tal forma que coincidam os eixos de revolução. O cilindro oco é mantido em posição por seis pinos de aço de 2,54 cm de diâmetro fixados à chapa de base. Um martelo cilíndrico pesando 14,9 Kg deverá cair livremente, pelo

orifício do cilindro, do topo deste sobre a amostra a ensaiar, de uma altura de 39,37 cm, como representado nas figuras 6 e 7.

A ABNT NBR-8938:1985 não traz especificações de dimensões do aparelho Treton, nem como montar o aparato em caso de usinagem. A norma apenas indica a distância de queda do cilindro maciço, a qual deve ser de 380 mm e sua massa, a qual deve ser de 16 kg.

As peças do equipamento Treton da Universidade Federal de Santa Maria, foram usinadas de acordo com as dimensões prescritas no método de ensaio DNER-ME 399/99, porém, sendo adaptável para a distância de queda do cilindro maciço e o seu peso de acordo com a NBR-8938:1985.

Algumas alterações foram feitas no aparato do equipamento, cujas peças usinadas foram encontradas em um ferro velho da cidade de Santa Maria/RS com as dimensões exigidas pelo método de ensaio. Dentre as alterações estão a ausência dos pinos de aço para suporte do cilindro oco, ao invés de pinos, apenas o cilindro maciço impede sua movimentação. A chapa de aço fica livre em cima da base do aparelho. Para proporcionar uma adaptação para qualquer uma das normas, foram confeccionados dois cilindros maciços, um com massa de 14,9 kg, para realização do ensaio pela norma do DAER e outro com 1,1 kg, para execução do ensaio pela norma da ABNT, totalizando 16 kg.

Outra adaptação necessária está na haste de sustentação vertical do aparato, a qual possui duas hastes menores na horizontal, uma fixa, localizada no topo, que serve para fixar uma roldana, permitindo a movimentação do peso na direção vertical e outra, móvel, que pode ser adaptada para a altura de queda de 39,37 cm caso o procedimento de ensaio desejado seja pela DNER-ME 399/99 ou uma altura de 38 cm caso se deseje executar o ensaio pela ABNT NBR-8938:1985.

## 6. MATERIAIS E MÉTODOS

### 6.1 Coleta, compra e identificação das amostras

Do total de quatro amostras, duas foram coletadas em pedreiras localizadas nas regiões sul e central do Rio Grande do Sul. A coleta dos materiais foi feita de acordo com as especificações da DNER-PRO 120/97. As amostras restantes foram adquiridas na Floricultura Progresso, localizada na BR-158 na cidade de Santa Maria.

A primeira amostra é composta por mármore branco, coletado na pedreira Mineração Mônego, localizada na cidade de Hulha Negra, na região sul do estado. A segunda amostra é composta por riodacito, rocha ígnea vulcânica intermediária à ácida coletada na pedreira Della Pasqua, localizada na cidade de Itaara, na região central do estado. A terceira amostra é composta por arenito médio da região central do estado com acabamento marcado por oxidação. A quarta e última amostra, composta por seixo rolado de basalto e calcedônia. As amostras de arenito e riodacito foram adquiridas na empresa Casa w Jardim no município de Lajeado, a qual fornece pedra britada e seixos para ornamentação de jardins. Foram adquiridos 15 Kg de arenito e 25 Kg de seixo rolado, comprados na Floricultura Granja Progresso localizada no bairro Camobi em Santa Maria/RS. Uma tabela resumo das amostras é apresentada a seguir, na Tabela 1, com as amostras devidamente identificadas.

Tabela 1 – Identificação das Amostras

	<b>Tipo de Material</b>	<b>Local</b>	<b>Gênese</b>
1	Mármore	Escudo Sul-Rio-Grandense	Metamórfica
2	Riodacito	Planalto Meridional	Sedimentar
3	Arenito	Depressão Central	Sedimentar



4	Seixo Rolado	Planalto Meridional	Ígnea-Vulcânica
---	--------------	---------------------	-----------------

## 6.2 Ensaios Laboratoriais

Esta seção apresentará os ensaios necessários para fazer tal caracterização e calibração do equipamento para posterior utilização no LMCC da universidade. Foram realizados para as quatro amostras os ensaios de análise petrográfica, granulometria, massa específica real, massa específica aparente, absorção, abrasão Los Angeles e perda ao choque. É importante ressaltar que todos os ensaios realizados possuem normas tanto pertencentes à ABNT como ao DNIT. Tendo em vista a aplicação dos resultados na área rodoviária, todos os procedimentos de ensaio serão realizados de acordo com os métodos de ensaio do DNER, atualmente incorporados pelo DNIT.

O ensaio de granulometria de agregados graúdos é especificado pela DNER-ME 083/98 tem como objetivo determinar a composição granulométrica de agregados graúdos e miúdos para utilização na produção de concreto, por peneiramento.

O ensaio de índice de forma é especificado pelo método de ensaio NBR 7809:2008 e o de lamelaridade pelo método de ensaio DAER-EL 108/01, ambos podem ser executados simultaneamente, fazendo a relação entre o comprimento e a espessura das partículas, e após passando na placa de lamelaridade, separando as partículas passantes e as não passantes.

A massa específica dos agregados na condição seca, segundo a DNER-ME 195/97, é a relação entre a massa do agregado seco e seu volume, sem considerar os vazios permeáveis, os quais são descontinuidades ligadas à superfície externa do agregado. A absorção também normatizada pela DNER-ME 195/97 e segundo a norma, é definida como o aumento de massa do agregado, devido ao preenchimento dos vazios permeáveis com água.

O ensaio de Abrasão Los Angeles é especificado pelo método de ensaio DNER-ME 035/98, o qual define que o agregado deve ser colocado em uma máquina “Los Angeles” juntamente com esferas de metal. O número de esferas e o número de revoluções que a máquina deve fazer são escolhidos de acordo com a curva granulométrica do material.

O ensaio de perda ao choque é especificado pelo método de ensaio DNER-ME 399/99 e consiste em aplicar dez batidas à amostra de uma distância de 39,37cm com o aparato do equipamento Treton. Primeiramente foi feita a preparação da amostra. Cada uma foi lavada e seca em estufa e após este procedimento, foi calculada a massa necessária para o ensaio de perda ao choque. A massa necessária é igual a 50 vezes a massa específica aparente de cada tipo de rocha. Além disso, as partículas elegíveis para o ensaio devem ter entre 16 e 19 mm, com forma cúbica, bem angulares e aproximadamente do mesmo tamanho. Em geral, o número de partículas de cada amostra fica entre 15 e 20, porém, estes valores são aproximados, podendo ter mais ou menos.

Após concluída a preparação da amostra, as partículas são assentadas sobre o cilindro maciço, dentro do cilindro oco. É importante salientar que o número de partículas é insuficiente para cobrir o espaço sobre o cilindro maciço completamente. O ensaio consiste em largar o martelo da altura especificada pela norma que o pesquisador desejar de modo que este caia sobre as partículas assentadas sobre o cilindro maciço. O martelo será conduzido pelo cilindro oco, fazendo com que todas as partículas recebam o impacto do peso.

Cada uma das três amostras deve receber 10 choques em sequência. Após o término das batidas, o peso é retirado de dentro do cilindro oco e o cilindro oco, por sua vez, é retirado de cima da chapa de aço e do entorno do cilindro maciço. O material restante depois das batidas deverá ser varrido com uma pá e depois peneirado na peneira #12. O

material retido na peneira é pesado e o cálculo da perda ao choque é dado pela Equação 1.

$$T = \frac{M_p}{M_1} * 100 \quad (1)$$

Sendo:  $M_p$  – Massa do material passante na peneira de 1,7 mm;  $M_1$  – Massa original da amostra, em g; T – Perda ao choque, expressa em porcentagem.

## 7. RESULTADOS E ANÁLISE

### 7.1 Análise Petrográfica

As amostras foram submetidas à avaliação petrográfica, como um complemento aos ensaios de caracterização e ensaios mecânicos, para promover um entendimento de como as propriedades microscópicas das rochas podem influenciar na resistência mecânica do agregado. Algumas vezes, resultados não esperados de resistência são explicados pela constituição mineralógica da rocha de origem do agregado, reforçando o fato de que a engenharia e a geologia andam lado a lado, complementando-se.

As amostras de mármore, arenito, seixo rolado e riolacito foram submetidas à análise quanto à sua estrutura, textura, estado de alteração, composição mineralógica, esfericidade e arredondamento, por meio de uma análise macroscópica com lupa binocular.

Para a análise de esfericidade e arredondamento dos agregados e dos minerais constituintes da amostra de arenito, foi utilizada a tabela apresentada na Figura 3 a seguir, a qual consta na NBR 7389.

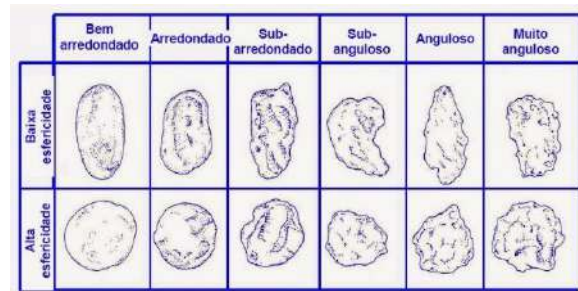


Figura 3 – Análise de esfericidade e arredondamento de partículas. Fonte: NBR 7389.

O mármore é uma rocha metamórfica; de estrutura maciça; textura holocristalina de granulação média, ou seja, constituída essencialmente de cristais, fanerítica equigranular, isto é, os cristais são visíveis sem a utilização de equipamentos de ampliação e granoblástica, quer dizer, apresenta minerais sem orientação definida; estado de alteração pouco alterado; constituída de 75% de dolomita, 20% de calcita e 5% de outros minerais, em outras palavras, o mármore é uma rocha inequigranular composta por cristais anédricos de calcita e dolomita e minerais que não são visíveis em porções da lâmina. O grau de esfericidade das partículas da amostra é baixo e o grau de arredondamento é anguloso.

O arenito é uma rocha sedimentar; classificada como quartzo-arenito; com estrutura acamadada; composta essencialmente por 99% de quartzo e 1% de feldspato; tem como cimento a sílica; a rocha é muito porosa, com cimentação pós-compactacional. A tenacidade da rocha é baixa, pois o quartzo é considerado frágil. Da mesma forma, o que diminui a tenacidade da rocha é o contato entre os grãos, a cimentação e a porosidade da rocha. Os minerais do arenito possuem arredondamento subanguloso, baixa esfericidade e rugosidade recortada irregular. A brita possui arredondamento arredondado, baixa esfericidade e rugosidade ondulada irregular.

A amostra de seixo rolado é uma mistura de diversas rochas ígneas. Em geral, a amostra foi considerada equigranular; seu grau de alteração é pouco alterado. A brita é

constituída de riolitos, basaltos com estrutura maciça e algumas partículas de estrutura vesicular, ardósia e calcedônia em sua constituição; a maior parte das partículas possuem mais parte vítrea do que cristalina, por isso a superfície lisa (polida).

O riolacito é uma rocha vulcânica extrusiva intermediária; possui textura fanerítica equigranular, lamelar, hipocristalina, de granulometria de média a fina, resultado de um resfriamento rápido durante sua formação. A brita possui arredondamento anguloso e alta esfericidade.

A Figura 4 mostra as amostras de tamanho #1/2 antes da realização dos ensaios.



Figura 4 – Amostras antes da realização dos ensaios.

## 7.2 Granulometria

Após a execução do ensaio e os valores de peso retido em cada peneira, as porcentagens de partículas passantes em cada peneira puderam ser calculadas. Os resultados de todas as amostras estão apresentados nas Tabelas 2, 3, 4 e 5.

Tabela 2 – Granulometria da amostra de Mármore.

	PENEIRA	% PASSANTE DA AMOSTRA TOTAL			
		Pilha 0	Pilha 1	Pilha 2	Pilha 3
MÁRMORE - HULHANA NEGRA	3/4"	100	100	93,55	29,31
	1/2"	100	100	35,99	0,47
	3/8"	100	96,73	5,47	0,17
	4	99,86	20,47	0,41	0,15
	10	65,34	1,36	0,24	0,15
	40	22,22	0,94	0,24	0,15
	200	6,53	0,60	0,24	0,09

Tabela 3 – Granulometria da amostra de Arenito.

	PENEIRA	% PASSANTE DA AMOSTRA TOTAL
ARENITO	1"	100
	3/4"	95,12
	1/2"	58,58
	3/8"	23,89
	4	0

Tabela 4 – Granulometria da amostra de Seixo.

	PENEIRA	% PASSANTE DA AMOSTRA TOTAL
SEIXO	1"	92,68
	3/4"	46,23
	1/2"	14,2
	3/8"	3,01
	4	0,01

Tabela 5 – Granulometria da amostra de Riolacito.

	PENEIRA	% PASSANTE DA AMOSTRA TOTAL	
		Brita #3/4"	Brita 3/8"
RIOLACITO	3/4"	99,8	100
	1/2"	15,9	100
	3/8"	4	99,1
	4	0,2	11,3
	10	0,2	0,9
	40	0,2	0,7
	80	0,2	0,4
	200	0,1	0

### 7.3 Índice de Forma e Lamelaridade

Após a execução dos ensaios de índice de forma e lamelaridade, os resultados para as amostras de mármore, arenito, seixo rolado e riodacito foram explicitados nas Tabelas 6 e 7.

Tabela 6 – Índice de Forma das amostras.

AMOSTRA	ÍNDICE DE FORMA		
	FRAÇÃO		
	#3/4	#1/2	#3/8
MÁRMORE	1,97	2,53	2,75
ARENITO	-	3,15	3,07
SEIXO ROLADO	2,19	2,05	1,92
RIODACITO	2,41	-	2,41

Tabela 7 – Lamelaridade das amostras.

AMOSTRA	FRAÇÃO		
	#3/4	#1/2	#3/8
MÁRMORE	12,24	11,55	19,6
ARENITO	-	37,22	33,42
SEIXO ROLADO	10,73	4,21	2,49
RIODACITO	19,07	-	-

### 7.4 Massas Específicas e Absorção

Após executados os ensaios de massa específica real, massa específica aparente e absorção, foram extraídos os resultados mostrados nas Tabelas 8, 9 e 10.

Tabela 8 – Massa específica real das frações.

AMOSTRA	MASSA ESPECÍFICA REAL DAS FRAÇÕES (g/cm <sup>3</sup> )		
	#3/4	#1/2	#3/8
MÁRMORE	2,762	2,753	2,739
ARENITO	-	2,445	2,450
SEIXO ROLADO	2,700	2,685	2,690
RIODACITO	-	-	-

Tabela 9 – Massa específica aparente das amostras.

AMOSTRA	MASSA ESPECÍFICA REAL DAS FRAÇÕES (g/cm <sup>3</sup> )		
	#3/4	#1/2	#3/8
MÁRMORE	2,762	2,753	2,739
ARENITO	-	2,445	2,450
SEIXO ROLADO	2,700	2,685	2,690
RIODACITO	-	-	-

Tabela 10 – Absorção das amostras.

AMOSTRA	ABSORÇÃO DAS FRAÇÕES (%)		
	#3/4	#1/2	#3/8
MÁRMORE	2,292	1,916	1,080
ARENITO	-	7,055	7,450
SEIXO ROLADO	1,860	2,030	2,630
RIODACITO	2,190	-	3,330

### 7.5 Abrasão Los Angeles

Após anotar o peso final das amostras e calculada a abrasão de cada uma delas, os resultados foram expressos de acordo com a Tabela 11 a seguir.

Tabela 11 – Abrasão Los Angeles das amostras.

Amostra	Abrasão (%)
MÁRMORE	29,37
ARENITO	33,71
SEIXO	9,02
RIODACITO	14,20

A figura 5 mostra as amostras depois da realização do ensaio de Abrasão Los Angeles.



Figura 5 – Amostras após a realização do ensaio de abrasão.

## 7.6 Perda ao Choque

Após a realização do ensaio em todas as amostras, a Tabela 12 foi elaborada, resumindo todos as perdas ao choque dos agregados.

Tabela 12 – Perda ao choque das amostras.

Amostra	Perda ao Choque (%)
MÁRMORE	61,39
ARENITO	67,05
SEIXO	50,30
RIODACITO	46,51

A Figura 6 mostra as amostras após a realização do ensaio de Perda ao Choque.



Figura 6 – Amostras após o ensaio Treton.

A composição mineralógica das rochas na maior parte das vezes é responsável por características em nível macroscópico e

microscópico e desempenho tecnológico do agregado como um todo.

Como foi apresentado nos resultados, a abrasão da amostra de mármore foi 29,37%, do arenito foi de 33,71%, do seixo rolado de 9,02% e do riodacito de 14,20%. Interpretando este resultado, o melhor desempenho foi da amostra de seixo rolado, seguido pelo riodacito, mármore e por último o arenito. Era esperado uma performance nestes moldes, devido ao fato de o arenito ser uma rocha sedimentar e o seixo e riodacito serem rochas ígneas, considerando que rochas sedimentares geralmente tem baixa resistência mecânica e rochas ígneas apresentam uma boa resistência mecânica.

Contudo, outros fatores podem explicar esses resultados, como por exemplo, os graus de esfericidade e arredondamento das partículas constituintes da amostra.

A propriedade das rochas que mais interfere no desgaste por abrasão é a dureza dos minerais, que é a resistência de um mineral à abrasão ou ao risco. Ela reflete a força de ligação dos átomos, íons ou moléculas que formam a estrutura da rocha. A escala de dureza utilizada mais frequentemente é a escala de Mohs, a qual tem como referências os minerais e suas respectivas durezas: Talco=1, Gesso=2, Calcita=3, Fluorite=4, Apatita=5, Ortoclásio=6, Quartzo=7, Topázio=8, Corindo=9 e Diamante=10. A abrasão também está relacionada com a gênese da rocha, se ígnea, metamórfica ou sedimentar e com a forma do agregado, ou seja, seu arredondamento e esfericidade.

Considerando o ensaio de abrasão Los Angeles, pode-se compreender que a origem das rochas influencia sua resistência, pois as rochas ígneas são mais resistentes, em função de serem formadas por minerais mais duros como quartzo, feldspatos e plagioclásios, com grande coesão entre eles, resultando em uma menor perda por abrasão. Este foi o caso das amostras de seixo rolado e de riodacito, considerando que ambas são rochas ígneas.

Além disso, pode-se observar que o arenito e o seixo rolado apresentaram

comportamentos semelhantes, esfericidade predominantemente baixas e arredondamento do tipo arredondado a subarredondado, respectivamente. Após o teste, manteve-se a esfericidade e alterou-se em relação ao arredondamento, deixaram de apresentar um aspecto arredondado para obter um aspecto mais anguloso, ou seja, ficaram com a superfície mais rugosa. Essa alteração de arredondamento de subarredondado para subanguloso foi inesperada, pois as amostras iniciais já apresentavam um arredondamento artificial proveniente do beneficiamento do material, no caso do arenito e do seixo. Isto pode ser explicado pela presença de quartzo no arenito, mesmo apresentando uma dureza alta, quando submetidos aos impactos do ensaio, se desgastam facilmente, por outro lado, o seixo, mesmo sendo fragmento de rochas ígneas apresentam bastante amígdalas, ou seja, espaços vazios preenchidos por materiais moles, situação que facilita a sua deformação.

O mármore alterou-se por um todo, obtendo um desgaste por abrasão igual a 29.37%, pois apresentava uma esfericidade alta e arredondamento do tipo anguloso e após o teste, manteve uma esfericidade alta e apresentou um arredondamento do tipo subarredondado, perdeu seu aspecto de rugosidade. Isso ocorreu porque o mármore é constituído essencialmente por minerais moles, como dolomita e calcita, e com baixa dureza, 4 e 3 respectivamente, fato que facilita seu desgaste abrasivo.

No caso do seixo, cujo índice de lamelaridade de aproximadamente 6%, esfericidade de alta a baixa, arredondamento subarredondado e superfície quase que toda lisa, torna-se mais resistente à abrasão. Porém, devido ao seu arredondamento artificial antes da realização do ensaio de abrasão, a perda por desgaste se dá apenas pelo choque entre as partículas e as esferas de aço e pela queda dentro da máquina.

No caso do mármore, suas partículas apresentam esfericidade baixa e arredondamento anguloso, assim como o riodacito, porém, o mármore teve uma perda

muito maior porque é composto por minerais muito moles (dolomita e calcita). Já o riodacito perdeu menos porque seus minerais são mais duros que os de mármore. Comparando com o seixo, o mármore obteve um pior desempenho por causa da forma das partículas, as quais se desgastaram mais por terem arredondamento anguloso e alta esfericidade, o que não ocorre com o seixo.

Além da esfericidade e do arredondamento dos grãos, a textura das rochas influencia também em sua resistência mecânica, pois em rochas de mesma composição mineralógica, as mais resistentes são as que apresentam menores granulometrias e conseqüentemente um maior embricamento entre as partículas dos minerais.

Esse fato explica a diferença de resistência entre as amostras de arenito e seixo, onde a granulação fina do seixo deu uma maior resistência ao agregado, chegando a um desgaste por abrasão igual a 9,02% e a textura mais grossa do arenito proporcionou um valor alto de desgaste por abrasão, de 33,71%.

## 8. CONCLUSÃO

A execução deste trabalho teve resultados satisfatórios em se tratando de seu objetivo principal, a implementação do equipamento Treton no Laboratório de Materiais de Construção Civil (LMCC) na Universidade Federal de Santa Maria. O aparelho está em boas condições de uso e pode ser utilizado a qualquer momento para fazer análises de perda ao choque em agregados.

Além da implementação do equipamento no laboratório, os outros objetivos também foram cumpridos. O equipamento foi planejado em autocad de acordo com a norma DNER 399/99 e ABNT NBR 8938:85 e foi usinado, composto por peças encontradas em ferro velho. Além disso, o equipamento foi calibrado, para centralizar os cilindros e o peso e verificar se seria possível concluir os ensaios. Os ensaios de caracterização básica



foram executados, como granulometria, índice de forma, lamelaridade, massa específica real, massa específica aparente, absorção. Não obstante, os ensaios de abrasão e perda ao choque foram realizados com êxito e as amostras puderam ser analisadas mineralogicamente e algumas questões de nível macroscópico puderam ser respondidas devido ao conhecimento da gênese e mineralogia das rochas. Portanto, é possível fazer o ensaio de perda ao choque no LMCC/UFSM.

## 9. REFERÊNCIAS

ABNT. **Agregado Graúdo - Índice de Forma pelo Método do Paquímetro – ABNT/NBR 7809:83**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1983.

ABNT. **Agregados: Terminologia**. Norma Brasileira, 2011.

ABNT. **Lastro Padrão – Determinação da Resistência ao Choque**. ABNT/NBR 8938:85. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1985.

DAER - **Determinação do Índice de Lamelaridade – DAER/RS – EL 108/01**. Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem. Rio Grande do Sul: 2001

DNER. – **Materiais Rochosos Usados em Rodovias – Análise Petrográfica –**

**DNER-IE 006/94**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro: 1994.

DNER. **Agregado – Análise Granulométrica - DNER-ME 83/98**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro: 1998.

DNER. **Agregado – Determinação da Absorção e da Densidade do Agregado Graúdo – DNER-ME 195/97**. Departamento

Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro: 1997.

DNER. **Agregado Graúdo – Determinação da Resistência do Esmagamento – DNER-ME 197/97**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro: 1997.

DNER. **Agregado Graúdo – Ensaio de abrasão "Los Angeles" – DNER-ME 35/98**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro: 1998.

DNER. **Agregados – Determinação da Absorção e da Massa Específica de Agregado Graúdo DNER-ME 195/97**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro, 1997.

DNER. **Agregados – Determinação da Perda ao Choque no Aparelho Treton – DNER-ME 399/99**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro, 1999.

DNIT. **Manual de Pavimentação**, Rio de Janeiro, 2006.

BECKER, E. L. S.; NUNES, M. P., **Relevo do Rio Grande do Sul, Brasil e sua Apresentação em Maquete**. Revista Percurso, Maringá, 2012.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J.A. P.; SOARES, J. B. - **Pavimentação Asfáltica: formação básica para engenheiros**. Petrobras; Associação Brasileira das Empresas Distribuidora de Asfalto, Rio de Janeiro, 2008.

CARDOSO, A. P. P., **Estudo em Laboratório do Comportamento Mecânico de Misturas Betuminosas Utilizadas em Pistas Experimentais**. Porto Alegre, 2002.

FRAZÃO, E. B. **Tecnologia de Rochas na Construção Civil – São Paulo: ABGE, 2002.**

## **EFEITO DA SALINIDADE NOS LIMITES DE CONSISTÊNCIA E DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA EM AMOSTRAS DE SOLO ARTIFICIAL A BASE DE CAULIM**

**Míriam Zanol Remde**

Aluna de mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica da Universidade  
Federal do Rio Grande - FURG  
mzremde@gmail.com

**Diego de Freitas Fagundes**

Professor da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande - FURG  
dffagundes@furg.br

**Resumo.** *O presente artigo visa contribuir para o melhor entendimento da influência da salinidade nos limites de consistência e na distribuição granulométrica de amostras de solos artificiais a base de caulim. Para tal, foram preparadas misturas de caulim com soluções de cloreto de sódio com concentrações de 10 g/l e 30 g/l. A influência do tempo de repouso nas possíveis reações destas misturas também foi avaliada. A utilização do defloculante nos ensaios de sedimentação e adição de água com sal na execução dos limites de consistência também foram estudadas. De maneira geral, devido ao comportamento pouco ativo do caulim, a salinidade apresentou pouca influência nos limites de consistência.*

**Palavras-chave:** *Solos artificiais. Limites de consistência. Solos marinhos.*

### **1. INTRODUÇÃO**

Os avanços da indústria *offshore* nas últimas décadas geraram a necessidade da melhor compreensão dos mecanismos de interação solo-estrutura que norteiam este tipo de projetos. Assim, diversos trabalhos se valem dos modelos físicos em escala reduzida para desenvolvimento de seus estudos utilizando solos artificiais para simular o comportamento de solos marinhos. Porém, muitas vezes o efeito da salinidade presente nestes solos é desconsiderado na preparação dos modelos.

A salinidade interfere principalmente nos solos argilosos onde a alteração do pH do material influencia diversas propriedades do mesmo, *e.g.*, viscosidade, resistência não drenada limites de consistência, entre outros (LOCAT e DEMERS, 1988, HAJELA e BATHNAGAR, 1972).

O presente artigo estuda influência da salinidade nos limites de consistência e na distribuição granulométrica de amostras de solos artificiais a base de caulim. Para tal, um conjunto de amostras de solo artificial foi preparado com a mistura de caulim e soluções de cloreto de sódio com concentrações de 10 g/l e 30 g/l. Por fim, estas amostras de solo

artificial foram submetidas a ensaios de caracterização e ensaios de limites de consistência.

## 2. MATERIAIS E MÉTODOS

### 2.1 Descrição dos materiais

Para realização dos ensaios de caracterização e limites de Atterberg deste estudo foi utilizado um conjunto de amostras de solo artificial com diferentes concentrações de sal e tempo de repouso da mistura.

O solo utilizado nas diferentes amostras foi um caulim silto-argiloso do tipo “Caulim rosa MS” da marca Inducal (Fig. 1a). A composição química deste material, fornecida pela empresa, está apresentada na Tabela 1 abaixo.

Tabela 1. Composição química do caulim.

Amostra ( código )	Caulim Rosa (%)
TiO <sub>2</sub>	<3,0
SiO <sub>2</sub>	74,0
Na <sub>2</sub> O	0,040 ± 0,003
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	28,47 ± 0,21
K <sub>2</sub> O	0,060 ± 0,003
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,65 ± 0,01
CaO	0,035 ± 0,006
MnO	0,003 ± 0,001
MgO	0,075 ± 0,003
Perda ao fogo	14,60
Teor de umidade	0,24



Figura 1. Materiais utilizados nos solos artificiais (a) caulim e (b) cloreto de sódio.

A variação na concentração salina nas amostras de solo foi feita com a adição de cloreto de sódio / P.A. – A.C.S. (Para análise – American Chemical Society) da marca Synth na mistura (Fig. 1b). Este cloreto de sódio apresenta teor mínimo de 99%.

### 2.2 Solo artificial

Para evitar uma possível variação granulométrica do solo, todas as porções de caulim utilizado nas misturas de solo artificial foram retiradas da mesma embalagem de 35 kg (Fig. 1a). Uma homogeneização manual de todo o volume de caulim utilizado nesta pesquisa foi feita antes da preparação das misturas.

A incorporação da solução salina composta por água e cloreto de sódio ao caulim, se deu com o uso de um misturador mecânico apresentado na Fig. 2. Para cada mistura foram adicionados cerca de 1,3 litros de solução salina (com diferentes concentrações) para porções de 3 kg de caulim.



Figura 2. Misturador mecânico para preparação do solo artificial.

Cinco misturas de solo artificial foram preparadas para este estudo conforme descrito na Tabela 2. Além de uma amostra de referência, sem adição do cloreto de sódio, duas concentrações salinas com 10 g/l e 30 g/l foram adicionadas no caulim. Para cada concentração salina foi avaliada a influência do tempo de repouso das amostras nas

possíveis reações químicas entre caulinita e o cloreto de sódio. Assim, uma amostra com cada concentração foi colocada para secar com 1 dia de repouso e as duas restantes com 15 dias de repouso. Aquelas que tiveram tempo de repouso de 15 dias foram mantidas em embalagem vedada e em câmara úmida para que o teor de umidade se mantivesse constante durante o processo.

Tabela 2. Identificação das amostras

Concentração de sal	Tempo de repouso	Identificação
Sem sal	---	1A
10g/l	1 dia	1B-1d
	15 dias	1B-15d
30g/l	1 dia	1C-1d
	15 dias	1C-15d

Após o descanso das misturas descrito acima, as amostras de solo artificial foram secas ao ar conforme apresentado na Fig. 3a. Posteriormente estas amostras foram submetidas ao processo de destorroamento (Figura 3b) até atingirem diâmetro passante na peneira #10 (2 mm) conforme indicado pelas normas para execução dos ensaios de caracterização e limites consistência.

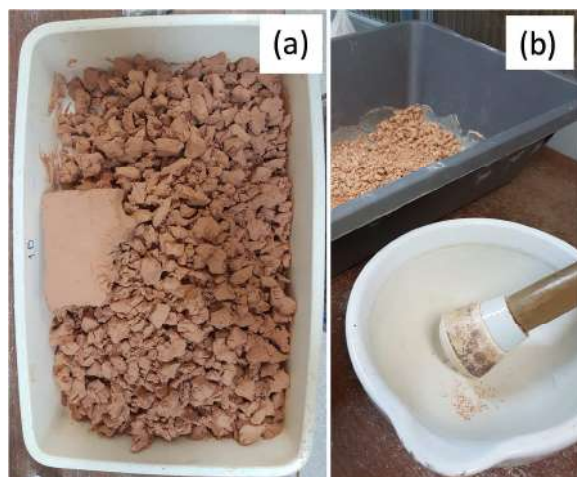


Figura 3. Preparação das amostras para ensaios de caracterização e limites consistência.

### 2.3 Ensaios de caracterização

As quatro amostras de solo artificial com presença de sal e uma amostra de referência de caulim puro foram submetidas a ensaios de caracterização: sedimentação e picnômetro. Por se tratar de material fino, principalmente silte e argila, a caracterização granulométrica é obtida por sedimentação e peneiramento fino, sendo dispensado o peneiramento grosso.

O ensaio de sedimentação é baseado no princípio da Lei de Stokes, assim, ao colocar-se certa quantidade de solo em suspensão em água, as partículas cairão com velocidades proporcionais ao quadrado de seus diâmetros. A NBR 7181 (ABNT, 2016), norma que descreve o ensaio de sedimentação, indica a necessidade de utilização de defloculante - Hexametáfosfato de sódio - na preparação prévia da amostra a ser ensaiada. Segundo a norma a adição do defloculante age na desagregação dos grãos minerais aglutinados, garantindo que os valores calculados usando a lei de Stokes sejam de fato do diâmetro equivalente dos grãos.

Porém, como o objetivo deste trabalho é avaliar se a presença de sal causa reações químicas com a caulinita de forma a alterar o comportamento do solo, foram realizados ensaios de sedimentação com e sem o uso de defloculante. Desta forma foi possível identificar se o sal desempenha algum papel na dispersão do solo e em sua distribuição granulométrica.

### 2.4 Ensaios de limites de consistência

A influência da concentração de sal nos limites de consistência dos solos artificiais produzidos com caulim foi realizada através dos ensaios de limites de Atterberg nas cinco amostras de solo artificial. A Fig. 4 apresenta os equipamentos para utilizados para a realização destes ensaios.

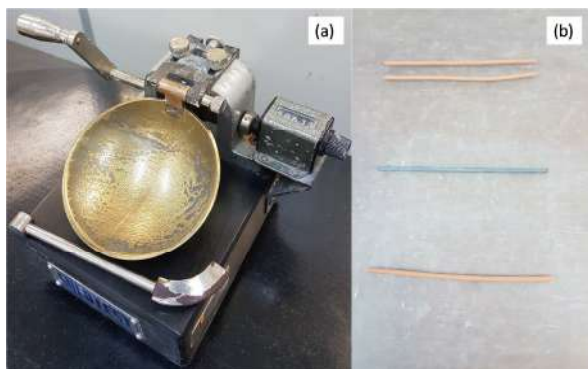


Figura 4. Equipamentos para utilizados para execução limites de Atterberg (a) aparelho de Casagrande, LL e (b) Vidro fosco e haste de referência LP.

A avaliação quanto ao Limite de Liquidez se deu através da utilização do método do aparelho de Casagrande. O método consiste em encontrar o teor de umidade no qual se fecha uma ranhura feita no solo disposto na concha metálica do equipamento, por meio de 25 golpes a velocidade constante, desta concha contra uma base fixa (Fig.4a). O procedimento é descrito pela NBR 6459 (ABNT, 2016).

O Limite de Plasticidade é o teor mínimo de umidade no qual é possível moldar um cilindro de solo com 3 mm de diâmetro e 10 cm de comprimento sem fissurar (Figura 4b). O ensaio é descrito pela NBR 7180 (ABNT, 2016).

Em ambos os ensaios (LL e LP) a variação nos teores de umidade é feita com a adição de água destilada. Porém, a adição de água destilada no solo poderia afetar a concentração salina nas misturas. De forma a avaliar a melhor prática para execução destes ensaios e a influência nos limites de consistência, os ensaios de limites de Atterberg foram realizados variando a umidade tanto com água destilada (como indica a norma), quanto com a solução salina com concentração correspondente a cada tipo de amostra.

### 3. RESULTADOS

#### 3.1 Peso específico real dos grãos

O peso específico real dos grãos,  $\gamma_s$  é um parâmetro do material e que costuma ter pouca variação entre os diferentes tipos de solo. Tabela 3 apresenta o valor encontrado para cada tipo de solo estudado neste trabalho. Como esperado, nota-se uma pequena variação nos resultados, sendo o valor médio obtido de  $\gamma_s = 25,57 \text{ kN/m}^3$ . Dentre os resultados o que mais dispersou da média foi o ensaio 1B-15d com  $\gamma_s = 25,00 \text{ kN/m}^3$ .

Amostra	Peso específico real dos grãos $\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )
1A	25,86
1B-1d	25,75
1B-15d	25,00
1C-1d	25,73
1C-15d	25,52
Média	25,57

Vale ressaltar que os valores dos índices físicos deste trabalho foram calculados com base em uma abordagem tradicional (PINTO, 2000) considerando os solos como um meio trifásico (grãos sólidos, água e ar). Entretanto, alguns autores como Noorany (1984) sugerem que as equações para o cálculo dos índices físicos em solos marinhos (salinos) devem contemplar também a parcela de sal considerando assim um meio com quatro fases.

#### 3.2 Curvas granulométricas

A Fig. 5 apresenta as curvas granulométricas das amostras de referência (com caulim e sem adição de sal) ensaiadas com e sem adição de defloculante. Conforme citado anteriormente, a norma técnica indica o uso do defloculante na preparação das amostras para o ensaio de sedimentação e os



resultados das curvas granulométricas da Fig. 5 evidenciam a influência do hexametáfosfato de sódio na desagregação da porção mais fina do solo.

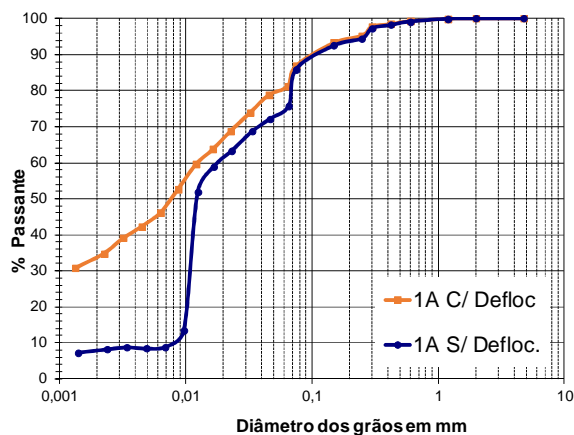


Figura 5. Influência do defloculante nas curvas granulométricas dos ensaios de referência.

A Fig. 6 apresenta as curvas granulométricas dos ensaios realizados sem defloculante da amostra de referência e das misturas com a concentração de sal de 30 g/l. Comparando apenas as amostras com sal (ensaios 1C-1d e 1C-15d) a concentração da solução salina não tiveram influência no comportamento das curvas granulométricas.

As curva granulométrica das amostras com sal (1C-1d e 1C-15d) apesar de apresentar um deslocamento para a esquerda (Fig. 6) mostram uma tendência semelhante as curvas das amostra de referência (1A). Este deslocamento indica que a adição do cloreto de sódio nas misturas teve um efeito semelhante ao do defloculante na desagregação das partículas reduzindo o diâmetro relativo dos grãos em uma faixa granulometria de menor diâmetro. As amostras com concentração de sal de 10 g/l apresentaram curvas granulométricas com o comportamento semelhante ao descrito acima.

Com o uso de defloculante, as amostras com sal e sem sal apresentaram curvas granulométricas com o mesmo

comportamento na Fig. 7, evidenciando a importância do uso do defloculante na preparação das amostras..

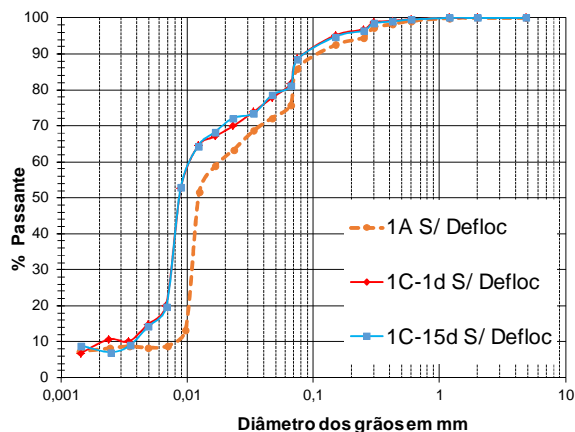


Figura 6. Influência da salinidade nas curvas granulométricas de ensaios sem defloculante.

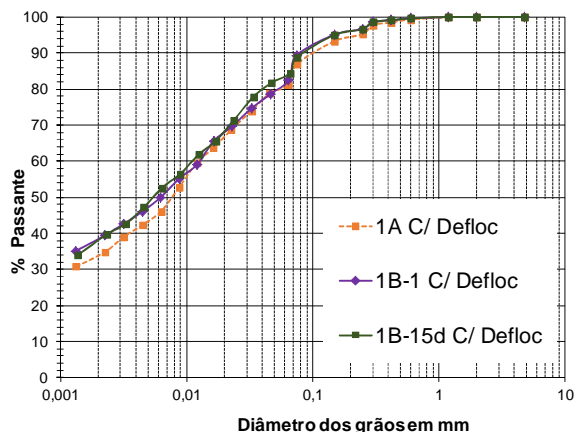


Figura 7. Influência da salinidade nas curvas granulométricas de ensaios com defloculante.

### 3.3 Limites de consistência

A Tabela 4 apresenta um resumo dos resultados dos limites de consistência para os solos artificiais com diferentes concentrações de sal, diferentes tempos de repouso da amostra e com a utilização de água com sal e destilada na execução dos ensaios.

Os valores apresentados da Tabela 4 mostram uma variação de 1% a 3% no Limite de Plasticidade em relação a amostra sem sal. Nas amostras com a mesma concentração de



sal, os ensaios realizados com água destilada e água com sal apresentaram também uma diferença de 1% a 3% nos valores de LP. Dadas as incertezas neste tipo de ensaio (operador, balança, entre outros) esta variação não é considerada relevante.

Comparando os Limites de Liquidez das amostras com ou sem adição de sal na mistura, a maior variação foi de 5% observada entre a amostra sem sal e a amostra com concentração de sal de 30g/l, 1 dia de repouso ensaiada com água salgada. Porém, as diferenças observadas para o LL se mostram pouco relevante dadas incertezas que norteiam este ensaio.

Os valores do Índice de plasticidade, dado pela subtração do LL pelo LP, apresentaram valores entre 9% e 12% o que indica um material medianamente plástico para todas as amostras analisadas, com exceção da amostra 1C-1d com IP = 7% (Tabela 4).

O índice de atividade coloidal,  $I_a$ , diz respeito à atividade da fração argilosa, ou seja, avalia o potencial da fração argila em conferir plasticidade e coesão ao solo. Este índice também é utilizado como um indicativo do tipo de argilomineral presente no solo. O valor do  $I_a$  é calculado da razão entre IP e o valor da porcentagem passante menor que 0,002 mm retirados das curvas granulométricas dos ensaios feitos com defloculante apresentados no item 3.2. A Tabela 4 apresenta para todas as amostras valores de  $I_a$  entre 0,18 e 0,43. Estes valores de  $I_a < 0,75$  representam um comportamento de solo inativo e um indicativo de uma argila 1:1 presente nas caulinitas (PINTO, 2000) que corrobora com o material utilizado para preparação das amostras. A inatividade deste material explica a cristalização do cloreto de sódio nas amostras de solo artificial conforme mostrado na Fig. 8.



Figura 8. Amostra de solo com cristalização do cloreto de sódio.

Tabela 4. Limites de consistência do solo artificial

NaCl		30g/l	10g/l	s/sal		
Solo artificial		1C-1d	1C-15d	1B-1d	1B-15d	1A
LP (%)	AD	25	25	23	26	26
	AS	26	26	24	23	---
LL (%)	AD	34	35	35	35	38
	AS	33	35	35	35	---
IP (%)	AD	9	10	12	9	12
	AS	7	9	11	12	---
$I_a$	AD	0,23	0,28	0,32	0,24	0,43
	AS	0,18	0,25	0,29	0,32	---

Obs: AD – adição de água destilada; AS - adição de água com concentração salina.

#### 4. CONCLUSÕES

O presente trabalho estudou a influência da salinidade nos limites de consistência e na distribuição granulométrica de amostras de solos artificiais a base de caulim

Os resultados das curvas granulométricas se mostraram pouco influenciados pela concentração de sal e o tempo de repouso das amostras. Por outro lado, as distribuições granulométricas foram afetadas,

principalmente na parcela mais fina do solo, pelo uso de defloculante na preparação do ensaio de sedimentação. Pouca variação no valor do peso específico real dos grãos foi observada nas diferentes amostras de solo estudadas.

Os índices de consistência mostraram não sofrer influência da concentração de sal, do tempo de repouso e utilização de água com sal para execução dos ensaios. Isso pode ser explicado pelo baixo índice de atividade coloidal,  $I_a$ , e um índice de plasticidade típico de materiais medianamente plásticos.

Após a secagem das amostras que passaram por processo de repouso de 15 dias foram observadas porções cristalizadas de sal. Sendo maiores e mais frequentes na amostra com concentração de 30g/l e menores e mais raras na amostra com concentração de 10g/l. Este fato pode indicar que o caulim aqui estudado, por se tratar de um solo inativo não reagiu à presença do cloreto de sódio.

HAJELA, R. B.; BHATNAGAR, J. M. Applications of rheological measurements to determine liquid limit of soils. **Soil Science**. U.S.A. V114(2), p.122- 130, Agosto 1972.

LOCAT, J.; DEMERS, D. Viscosity, yield stress, remolded strength, and liquidity index relationship for sensitive clays. **Canadian Geotechnical Journal**. Canadá, V 25, p. 799-806, 1988.

NOORANY, I. Phase Relations in Marine Soils. **Journal of Geotechnical Engineering**. V110, n.4, p. 539-543, abril 1984.

PINTO, C.S. **Curso básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000, 247p.

## 5. REFERÊNCIAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e caracterização**: NBR 6457. Rio de Janeiro, 2016. 9p.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo – Determinação do limite de liquidez**: NBR 6459. Rio de Janeiro, 2016. 5p.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo – Determinação do limite de plasticidade**: NBR 7180. Rio de Janeiro, 2016. 3p.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo – Análise granulométrica**: NBR 7181. Rio de Janeiro, 2016. 12p.

## ESTUDO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE UMA AREIA ARGILO-SILTOSA

**Debora Benetti**

Acadêmica do curso de Engenharia Civil – Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul  
debora.benetti@acad.pucrs.br

**Flavio Nestor Ferreira Dau**

Professor do curso de Engenharia Civil – Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul  
flavio.dau@pucrs.br

**Luiz Carlos Rodrigues**

Laboratorista – Laboratório de Mecânica dos Solos – Faculdade de Engenharia – Pontifícia  
Universidade Católica do Rio Grande do Sul

**Resumo.** *Este trabalho tem por finalidade avaliar as propriedades geotécnicas de um solo a partir de ensaios de limites de Atterberg, análise granulométrica, ensaio edométrico e de condutividade hidráulica. A amostra de solo deformada foi coletada através do processo de escavação no Campus Central da Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul. Através da realização dos ensaios, verificou-se que o limite de liquidez foi da ordem de 23,79% e o índice de plasticidade de 4,21%. Na análise da curva granulométrica, verificou-se que as porcentagens de argila, silte e areia sucederam da ordem de 4,8%, 17,2% e 58% respectivamente. Foram realizados ensaio edométrico e de condutividade hidráulica para corpos de prova com peso específico aparente seco de  $18,9 \text{ kN/m}^3$  e umidade ótima de 11,55%. O coeficiente de condutividade hidráulica obtido para o solo em estudo foi de  $1,89 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$  e coeficiente de adensamento da ordem de  $0,02 \text{ cm}^2/\text{s}$ .*

**Palavras-chave:** *Caracterização. Adensamento. Condutividade hidráulica.*

### 1. INTRODUÇÃO

O solo é um dos materiais mais complexos presentes nas análises da Engenharia. Suas três fases e sua composição heterogênea tornam seu comportamento difícil de prever e modelar. A fase sólida é dada pelas partículas de minerais, podendo apresentar características variáveis como tamanho, forma, textura, composição mineralógica e configuração cristalográfica. Já a fase líquida é composta fundamentalmente de água, sais e ar dissolvido. Finalmente a fase gasosa é constituída por ar livre e água em forma de vapor. O que define a condição dos solos é como essas fases são encontradas, podendo ser um solo saturado ou não saturado.

Um dos mais importantes fenômenos estudados em Geotecnia é o adensamento, o qual relaciona o comportamento hidráulico e mecânico dos solos quando há variação da poropressão durante sua deformação. A teoria do adensamento tem como bases fundamentais os trabalhos de (BIOT et al., 1941 e TERZAGHI et al., 1943).

Outro tópico largamente discutido é a variabilidade do coeficiente de adensamento ( $c_v$ ) de acordo com a tensão normal aplicada ao solo. Tavenas et al. (1979) discutem que para argilas em estado normalmente

consolidado, variações significativas são observadas em sua compressibilidade, permeabilidade e, conseqüentemente, em seu coeficiente de adensamento durante o processo de redução de índice de vazios que acontece no adensamento (OZELIM et al., 2014). Por outro lado, além das considerações mecânicas e hidráulicas, Robinson & Allam et al. (1998) discutem a variação do  $c_v$  de acordo com a mineralogia da argila.

A interação entre as partículas de solos argilosos é feita através de ligações elétricas e o contato feito através da camada de água absorvida (camada dupla). Já os solos granulares transmitem esforços diretamente entre as partículas. Por esta razão, a compressibilidade dos solos argilosos é superior a dos solos arenosos, pois a camada dupla lubrifica o contato e, portanto facilita o deslocamento relativo entre as partículas. É comum referir-se aos solos argilosos como solos compressíveis.

O estado de um solo pode ser determinado através das propriedades índices, que são: os índices físicos, granulometria e os limites de consistência. As propriedades índices são usadas para a identificação e classificação do solo, uma vez que podem ser correlacionadas, ainda que grosseiramente, com características mais complexas do solo, como por exemplo, a compressibilidade. Em um solo, há partículas de tamanhos diferentes, que nem sempre são de fácil identificação. Para tal, há a granulometria, que é a medida do tamanho das partículas constituintes do solo. Dentre os parâmetros constitutivos a condutividade hidráulica, a compressibilidade e o adensamento, governam o comportamento dos materiais.

O objetivo deste estudo foi caracterizar e identificar o comportamento no adensamento e as condições de drenagem através dos resultados de condutividade hidráulica do solo em estudo.

## 2. MATERIAIS E MÉTODOS

### 2.1 Materiais

O solo utilizado é procedente do campus central da Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande Sul, localizado na cidade de Porto Alegre-RS. A amostra deformada do solo foi extraída a partir do processo de escavação a uma profundidade de 1,5 metros da superfície do terreno.

### 2.2 Métodos

A preparação das amostras para o ensaio de caracterização envolveu os procedimentos de secagem ao ar, destorroamento e peneiramento.

A caracterização do solo em laboratório foi realizada a partir dos ensaios de determinação do peso específico seco que seguiu as recomendações da NBR 6508 (ABNT, 2016), determinação do teor de umidade higroscópica NBR 6457 (ABNT, 2016) e análise granulométrica de acordo com a NBR 7181 (ABNT, 2016).

O ensaio de compactação foi realizado com energia normal de Proctor. A metodologia foi seguida de acordo com a NBR 7182 (ABNT, 2016) para definição do teor ótimo de umidade e do peso específico seco máximo, com os quais foram confeccionados os corpos de prova para os ensaios de adensamento e de condutividade hidráulica.

A Figura 1 apresenta a curva obtida a partir do ensaio de compactação.

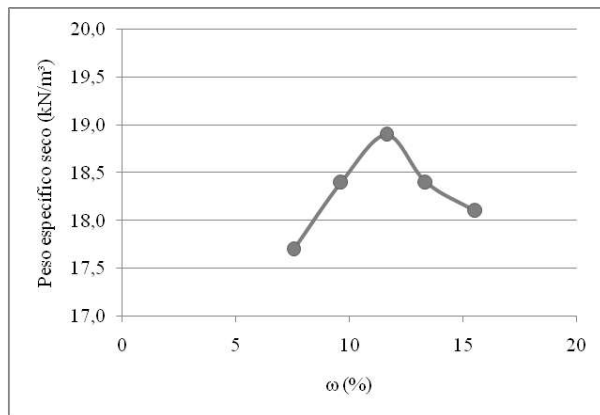


Figura 1. Curva de compactação

O equipamento de ensaio edométrico empregado na presente pesquisa está instalado no Laboratório de Mecânica dos Solos da Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul. O anel de adensamento possui diâmetro de 50,46 mm; altura de 19,83 mm; volume de 39,66 cm<sup>3</sup> e peso de 58,80 g. A quantidade de amostra de material passante na peneira de n°10 foi pesada e a partir disso calculado o valor de água a ser adicionado para estar na umidade ótima utilizando o soquete (Proctor Normal), e assim inserindo o anel na amostra já compactada.

Através do extrator de amostras foi retirado o material do cilindro metálico, removendo o material do entorno do anel e posteriormente realizando a pesagem do anel com o material.

Os corpos de prova assim obtidos eram armazenados e curados por um período de 24 horas para determinar se a umidade encontrava-se dentro dos limites aceitáveis que eram de mais ou menos 0,5%.

O anel foi montado sobre pedras porosas, fixadas em uma base e levado até a prensa de adensamento, preenchendo-o com água.

Com a amostra fixada na prensa e o deflectômetro ajustado, o ensaio de adensamento foi realizado com duração de 2 horas por estágio. A primeira tensão aplicada foi de 1,25 kPa, e em seguida foram efetuados carregamentos com incrementos do dobro do peso anterior: 2,5kPa; 5kPa; 10kPa; 20kPa; 40kPa; 80kPa e

descarregamento de 40kPa, 20kPa, 10kPa, 5kPa, 2,5 kPa e 1,25 kPa.

Para determinar a condutividade hidráulica do solo foi utilizado um permeâmetro de carga variável. O ensaio seguiu as recomendações da NBR 14545 (ABNT, 2000). A amostra foi moldada com densidade de 18,9 kN/m<sup>3</sup> e umidade ótima de 11,55%, a qual foi moldada em quatro camadas no cilindro do permeâmetro. A amostra moldada foi acoplada no cilindro do tubo de permeâmetro para que houvesse a saturação da amostra e em seguida procedeu-se as leituras de nível inicial e final no tubo de permeâmetro. A condutividade hidráulica do solo em estudo foi determinada a partir da Eq. (1).

$$k = \frac{a \cdot L}{A \cdot \Delta t} \cdot 2,3 \log \frac{h_1}{h_2} \quad (1)$$

### 3. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

#### 3.1 Caracterização física do solo

De acordo com o sistema de classificação da American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) trata-se de um solo granular e se enquadra no subgrupo A-2-4- Pedregulhos e areias siltosas ou argilosas com um desempenho de excelente a bom como subleito, com material passante na peneira #200 menor de 35%. Além disso, atende aos Limites de Liquidez (<40%) e ao Índice de Plasticidade (<10%) que caracterizam o subgrupo A-2-4. Conforme o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), o solo classifica-se como uma areia argilo-siltosa (SC-SM).

A Figura 2 apresenta a curva de distribuição granulométrica do solo.

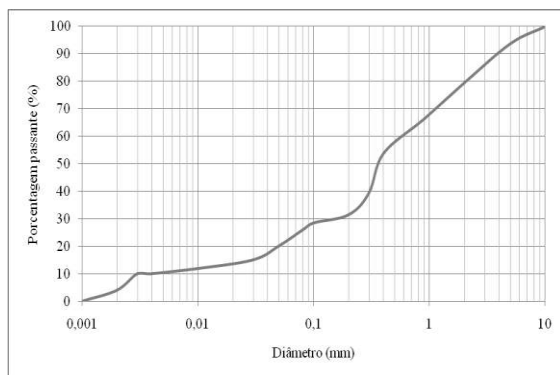


Figura 2. Curva granulométrica do solo

As propriedades físicas obtidas a partir dos ensaios de caracterização do solo em estudo encontram-se descritas na Tabela 1.

Tabela 1. Características físicas do solo em estudo

Propriedades	Solo
Peso específico real dos grãos	26,4 kN/m <sup>3</sup>
Limite de Liquidez	23,79%
Limite de Plasticidade	19,58%
Índice de Plasticidade	4,21%
Pedregulhos (2 <math>\phi</math> <math>< 60\text{mm}</math>)	20,0%
Areia Grossa (0,6 <math>\phi</math> <math>< 2\text{mm}</math>)	19,0%
Areia Média (0,2 <math>\phi</math> <math>< 0,6\text{mm}</math>)	30,0%
Areia Fina (0,06 <math>\phi</math> <math>< 0,2\text{mm}</math>)	9,0%
Silte (0,002 <math>\phi</math> <math>< 0,06\text{mm}</math>)	17,2%
Argila (<math>\phi < 0,002\text{ mm}</math>)	4,8%
Diâmetro efetivo ( $D_{10}$ )	0,003mm
Coefficiente de uniformidade ( $C_u$ )	210

### 3.2 Ensaio edométrico

Os ensaios foram interpretados de acordo com a NBR 12.007 (ABNT, 1990). O método utilizado no cálculo do coeficiente de adensamento foi o de Taylor, em que para cada incremento de carga escolhido foi desenhada a curva de adensamento (altura do corpo de prova em função da raiz quadrada do tempo), apresentada na Fig.3.

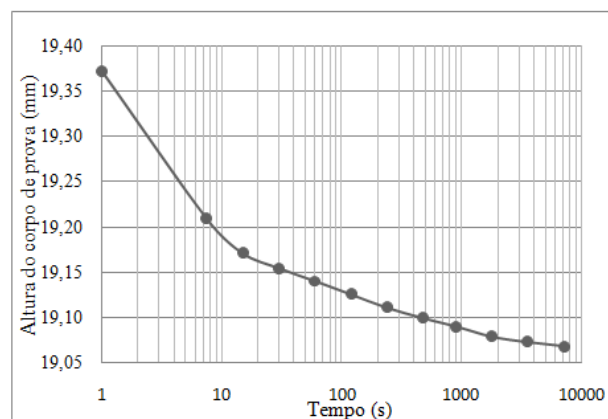


Figura 3. Curva de adensamento

Conforme especifica a NBR 12.007 (ABNT, 1990), foi determinado o ponto correspondente a 0% do adensamento primário, prolongando a reta definida pelos pontos iniciais da curva de adensamento até o eixo das ordenadas. Por este ponto, foi traçada uma linha reta com coeficiente angular igual a 1,15 vezes o coeficiente da reta obtida anteriormente. A intersecção desta reta com a curva de adensamento define o ponto correspondente a 90% do adensamento primário, obtendo-se, assim, os valores de  $t_{90}$  e  $H_{90}$  (Fig.4). A altura correspondente a 50% do adensamento primário é obtida pela Eq.2:



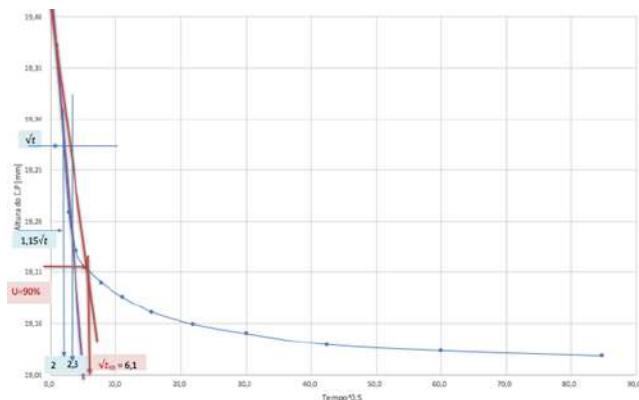


Figura 4. Representação da curva de adensamento.

$$H_{50} = H_0 - \frac{5}{9}(H_0 - H_{90}) \quad (2)$$

O coeficiente de adensamento, por sua vez, é calculado pela Eq.3:

$$c_v = \frac{0,848(0,5H_{50})^2}{t_{90}} \quad (3)$$

O coeficiente de adensamento ( $C_v$ ) encontrado foi de 0,02089 cm<sup>2</sup>/s.

O índice de compressão ( $C_c$ ) foi calculado a partir da relação entre o índice de vazios e a tensão (em escala logarítmica), apresentada na Fig.5.

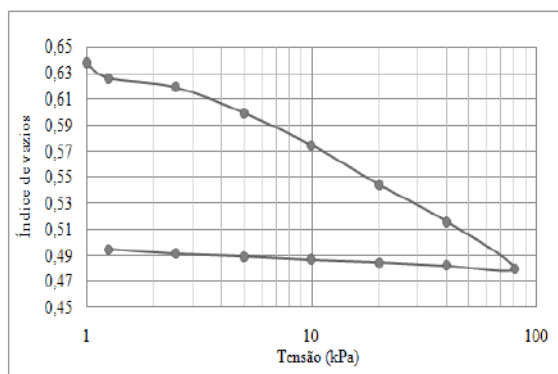


Figura 5. Variação do índice de vazios com a tensão efetiva

Ao ser extraído uma amostra de solo do campo, a mesma sofre um processo de descarregamento. Quando a amostra é submetida a tensões oriundas do ensaio edométrico, a mesma passa por um processo de recompressão. À medida que os valores de tensão continuam a se elevar a amostra de solo sofre o processo de compressão virgem, ou seja, valores de tensão em que o solo nunca esteve submetido.

O valor calculado do índice de compressão ( $C_c$ ) para este solo foi de aproximadamente 0,080.

### 3.3 Condutividade hidráulica

O coeficiente de condutividade hidráulica obtido para o solo foi de  $1,89 \times 10^{-5}$  cm/s, sendo que os valores típicos para solos permeáveis se encontram na faixa de  $10^{-3}$  a  $10^{-5}$  cm/s. Isso se deve ao fato que no caso de areias, o solo pode ser visto como um material constituído por diversos canais, interconectados uns aos outros, nos quais a água está armazenada em equilíbrio hidrostático, ou está fluindo dentro deles por ação da gravidade. A baixa compressibilidade dos solos arenosos possibilita pouca transferência de pressões entre grãos e água, assim este tipo de solo tem as características de ser um solo muito permeável (VARGAS et al., 1977).

## 4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os ensaios indicaram valores de condutividade hidráulica na faixa intermediária ( $10^{-3}$  a  $10^{-5}$  cm/s), que corresponde a materiais arenosos, coeficiente de adensamento da ordem de 0,02 cm<sup>2</sup>/s e índice de compressão da ordem de 0,080 o que caracteriza um solo de baixa compressibilidade.

### **Agradecimentos**

Aos professores do curso de Engenharia Civil da PUCRS pelo incentivo.

### **REFERÊNCIAS**

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica.** São Paulo, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457: amostra de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaio de caracterização.** Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181: análise granulométrica.** Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182: solo – ensaio de compactação.** Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14545: Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável.** Rio de Janeiro, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12007: solo - ensaio de adensamento unidimensional.** Rio de Janeiro, 1990.

BIOT, M.A. General theory of three dimensional consolidations. **Journal of Applied Physics.** Columbia University, New York, New York 1941. Vol. 12, N. 2, pp. 155-164.

OZELIM, L.C.S.M., CARVALHO, J.C., CAVALCANTE, A.L.B., SILVA, J.P. e MUÑETON, C.M.G. Novel Approach to Consolidation Theory of Structured and

Collapsible Soils. **International Journal of Geomechanics.** 2014.

ROBINSON, R.G. & ALLAM, M.M. Effect of clay mineralogy on coefficient of consolidation. **Clays and Clay Minerals,** 46(5), 596-600. 1998.

TAVENAS, F.S., BRUCY, M., MAGNAN, J.P., LA ROCHELLE, P. e ROY, M. Analyse critique de la théorie de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi. **Revue Française de Géotechnique,** 1979. Vol. 7, 29-43.

TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics.** 1ed. New York, John Willey e Sons, 1943.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos Solos.** McGraw- Hill do Brasil, Universidade de São Paulo, 1977, 500p.

## **ABORDAGEM ELÁSTICA E VISCOELÁSTICA PARA VERIFICAÇÃO DE MÓDULO DE RIGIDEZ DE UMA MISTURA ASFÁLTICA COM DIFERENTES PORCENTAGENS DE AREIA**

**Chaveli Brondani**

Mestranda do curso de Engenharia Civil na Universidade Federal de Santa Maria  
chavelibrondani@hotmail.com

**Kátia Aline Bohn**

Mestranda do curso de Engenharia Civil na Universidade Federal de Santa Maria  
katia0706bohn@yahoo.com.br

**Silvio Lisboa Schuster**

Mestrando do curso de Engenharia Civil na Universidade Federal de Santa Maria  
silviolschuster@gmail.com

**Luciano Pivoto Specht**

Professor/Pesquisador do curso de Engenharia Civil na Universidade Federal de Santa Maria

**Resumo.** *Diferentes indicadores de rigidez têm sido usados para tentar entender o comportamento mecânico dos pavimentos. Conhecer o comportamento atrelado à rigidez do revestimento asfáltico é de grande interesse para o dimensionamento do revestimento. O objetivo geral deste estudo foi realizar uma inferência comparativa nos parâmetros de rigidez, avaliando o comportamento de quatro misturas asfálticas com distintas porcentagens de areia adicionadas, diante de ensaios de Módulo de Resiliência, com abordagem elástica, e de Módulo Complexo, com abordagem viscoelástica. É possível inferir que, embora utilizando domínios de comportamento distintos, ambos os ensaios apresentam resultados de mesma tendência. Podemos concluir que o ensaio de MR, com certas ressalvas, ainda é válido para utilização no meio rodoviário brasileiro. Entretanto é necessário avançar no uso do ensaio de Módulo Complexo, pois este avalia as reais propriedades de módulo dentro dos domínios de viscoelasticidade linear nos quais os pavimentos se encontram inseridos.*

**Palavras-chave:** *Ensaio de Módulo. Rigidez. Viscoelasticidade.*

### **1. INTRODUÇÃO**

Para que se possa atender aos requisitos técnicos e de qualidade dos pavimentos asfálticos é preciso lançar mão de adequados projetos estruturais do pavimento, bem como dosagem compatível da mistura asfáltica com as outras camadas escolhidas. Tal dosagem passa pela escolha adequada de materiais, para que assim resistam às solicitações previstas do tráfego e do clima (Bernucci *et al.*, 2010). A mistura ideal deve garantir a segurança dos usuários da via, atender aos requisitos da norma e reduzir o risco de patologias.

Misturas asfálticas são exemplos de materiais viscoelásticos lineares, a relação tensão/deformação sobre aplicação de um carregamento senoidal contínuo pode ser definida como módulo complexo ( $E^*$ ). Segundo Christensen (1982), é possível determinar através do ensaio de módulo complexo tanto características elásticas quanto as propriedades viscoelásticas lineares do material. Motivados pelos resultados dos

ensaios de módulo complexo serem mais próximos das reais propriedades do material, a partir disso será estudado o comportamento mecânico e viscoelasticidade das misturas asfálticas.

O objetivo geral deste estudo foi realizar uma inferência comparativa nos parâmetros de rigidez, avaliando o comportamento de quatro misturas asfálticas com distintas porcentagens de areia adicionadas diante dos ensaios de MR e Módulo Complexo.

## 2. REFERENCIAL TEÓRICO

Nesta seção será introduzida uma sucinta apresentação sobre o comportamento mecânico das misturas asfálticas e o efeito das condições de temperatura e frequência de aplicação de carga em sua rigidez.

### 2.1 Comportamento mecânico das misturas asfálticas

Sabe-se que o comportamento mecânico das misturas asfálticas é extremamente complexo, estando este sujeito uma gama de fatores externos e as suas propriedades intrínsecas. Mangiafico (2014) relata que em um nível macroscópico, podemos considerar que o concreto asfáltico é um material contínuo, homogêneo e isotrópico, e seu comportamento seja influenciado por três fatores: temperatura, amplitude das deformações, e ao número de ciclos de carga solicitados.

Conforme Olard (2005), o comportamento mecânico da mistura pode assumir diferentes domínios dependendo dos valores assumidos para cada um destes fatores. Na Fig. 1, podemos observar o comportamento para diferentes intervalos de deformação ( $\epsilon$ ) e temperatura ( $T$ ), e na Fig. 2 podemos ver os diferentes domínios de comportamento para relações de deformação ( $\epsilon$ ) e número de ciclos ( $N$ ).

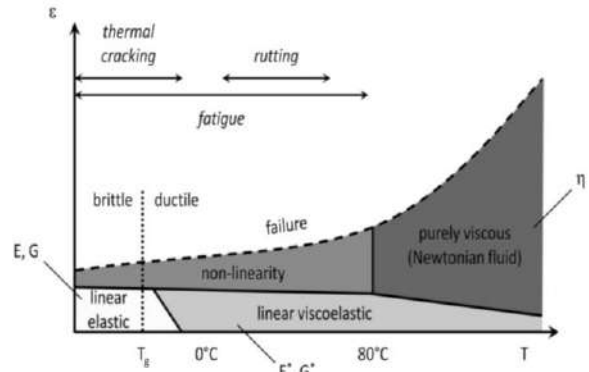


Figura 1 - Domínios típicos do comportamento mecânico das misturas asfálticas em função das deformações e da temperatura. (Mangiafico, 2014)

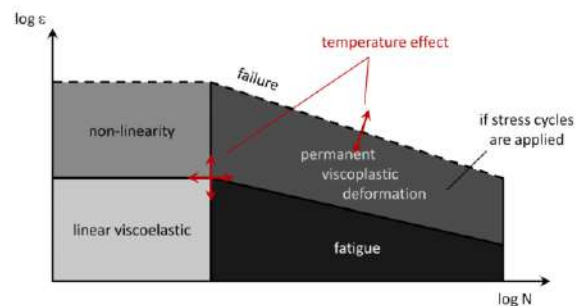


Figura 2 - Domínios típicos do comportamento mecânico dos materiais asfálticos em função das deformações e do número de ciclos (Mangiafico, 2014)

Kim (2009) relata que a temperatura afeta o comportamento do material asfáltico de duas principais maneiras. A primeira delas diz respeito a alteração da rigidez do material. A segunda se refere ao efeito das movimentações térmicas durante as mudanças de temperatura.

A alteração da rigidez provém da suscetibilidade térmica das misturas betuminosas, característica está herdada das propriedades do ligante asfáltico (Renauld, 1996). Em condições de aumento de temperatura, o ligante asfáltico passa a apresentar uma menor viscosidade, levando consequentemente a uma perda de rigidez da mistura. De mesmo modo, à medida que perdemos temperatura, a mistura se torna mais rígida, seguindo o comportamento do ligante.

Para maiores temperaturas, e menor rigidez, o problema da deformação permanente se evidencia, havendo densificação e/ou cisalhamento da massa. Já para rigidezes elevadas, a baixas e médias temperaturas, o micro dano acumulado, em um material que tem sua ductilidade diminuída com o decréscimo de temperatura, leva a ocorrência do problema de fadiga do revestimento asfáltico.

Variações bruscas de temperatura, particularmente em intervalos próximos do ponto de vitrificação do ligante, quando a mistura apresenta um comportamento próximo do elástico linear, já de caráter frágil, podem levar a ocorrência de fraturas térmicas.

Já quando tratamos da influência do tráfego incidente no revestimento asfáltico, devemos reportar especialmente a duas questões: a magnitude das cargas, e o tempo de aplicação destas. De maneira geral, a carga atua como a força que solicita o revestimento impondo-lhe deformações visto que aplica tensões à medida que se movimenta. Já o tempo de aplicação desta carga influi diretamente no domínio de comportamento que a mistura asfáltica estará sujeita.

Nota-se que a quantidade de deformação permanente residual é inversamente proporcional à velocidade de aplicação da carga. Desta forma, uma carga em movimento rápido, com baixo tempo de aplicação, induz somente as componentes viscoelásticas, não produzindo parcela de deformação considerável. Em contrapartida, uma carga de baixa rotatividade, e maior tempo de aplicação ultrapassa o domínio viscoelástico, de modo a atingir o fluxo plástico. Assim ao cessar a aplicação de carga as parcelas atreladas ao domínio plástico não retornam as antigas condições, levando a formação da trilha de roda (Kim, 2009).

### 3. MATERIAIS E MISTURAS UTILIZADAS

O referente estudo se propôs a moldar em laboratório 60 corpos de prova, distribuídos em 4 faixas de composição distintas. Nestas faixas, alterou-se somente a parcela de agregados miúdos, permutando nelas frações de agregado britado por areia natural. A rigor, foram avaliadas as seguintes condições: uma primeira mistura, onde 100% dos agregados miúdos foram constituídos de agregados britados; a segunda condição, em que foi permutado na fração fina 2% de agregados britados por areia natural, uma terceira condição, em que a troca correspondeu a 4%; e uma quarta e última combinação, onde se trocou 6% de agregado britado por areia natural. Todas as trocas ocorreram respectivamente na fração fina da mistura.

Na Fig. 3 são apresentadas as quatro composições granulométricas utilizadas neste estudo. Percebe-se que todas estão enquadradas tanto na Faixa C do DNIT quanto na Faixa B do DAER, e apresentam forte semelhança. O diâmetro máximo do agregado é de 19 mm e compatível com tamanho nominal da mistura.

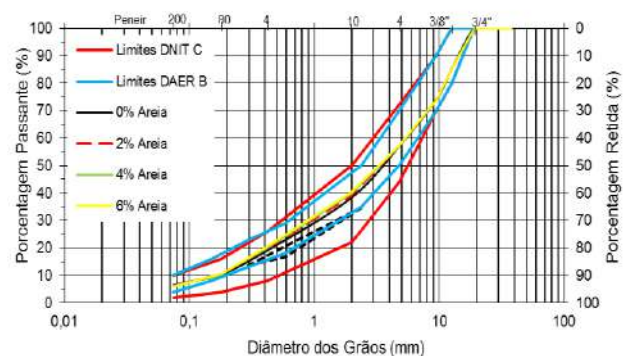


Figura 3 - Composição granulométrica das quatro misturas utilizadas durante o estudo (Schuster, 2016).

Para todas as faixas de composição granulométrica dosadas, foi utilizado o mesmo ligante asfáltico, sendo o CAP 50/70 o escolhido. Além disso, a parcela graúda do agregado permaneceu igual para todas as

composições, de modo a mitigar qualquer efeito que esta fração pudesse vir a influenciar.

Através da dosagem Marshall, e com o teor de ligante de projeto fixado, moldou-se os 12 corpos de prova para o ensaio de módulo complexo. Para os ensaios de módulo de resiliência foram utilizadas as mesmas amostras moldadas para a dosagem Marshall. Para mais informações sobre os critérios de dosagem e sobre o processo de moldagem reportar ao trabalho de Schuster (2016).

#### **4. ENSAIOS DE MÓDULO REALIZADOS**

De acordo com (Bernucci *et. al.* 2008), diferentes indicadores de rigidez têm sido usados para tentar entender o comportamento mecânico dos pavimentos. A importância do conhecimento destes parâmetros possibilita a análise das camadas que compõem o pavimento como uma estrutura global, levantando dados sobre as tensões, deformações e deslocamentos que afetam o sistema.

Conhecer o comportamento atrelado a rigidez do revestimento asfáltico é de grande interesse para o dimensionamento do revestimento e estudo do dano que este virá a sofrer.

Neste trabalho será feita uma comparação entre indicadores de rigidez com diferentes abordagens de comportamento.

É apresentada uma análise elástica de rigidez através do ensaio de módulo de resiliência, de uso corrente no cenário da pavimentação brasileira, e também os resultados de módulo obtidos através de um enfoque viscoelástico, fazendo uso do ensaio de módulo complexo, ainda restrito ao meio acadêmico no Brasil.

##### **4.1 Módulo de Resiliência**

Na década de 30, Francis Hveem deu início aos estudos sobre o comportamento resiliente nos materiais usados em pavimentação, relacionando as deformações recuperáveis, ou elásticas, com as fissuras surgidas no revestimento asfáltico. Hveem então cunhou o termo resiliência, preferindo este ao invés de deformação elástica sob o argumento de que as deformações nos pavimentos são muito maiores do que nos sólidos elásticos como o concreto ou o aço.

Segundo Medina e Motta (2015), resiliência significa a energia armazenada em um corpo deformado elasticamente, a qual é devolvida conforme cessam as tensões causadoras da deformação; correspondendo assim a energia potencial de deformação.

Balbo (2007) define o módulo de resiliência como a capacidade do material não resguardar deformações depois de cessada a ação da carga.

O ensaio de Módulo de Resiliência (MR) em misturas asfálticas é padronizado no Brasil pela Norma DNIT 135/2010 - ME e é realizado aplicando um carregamento repetidas vezes no plano diametral vertical de um corpo de prova cilíndrico regular de dimensões aproximadas de 100 mm de diâmetro e 63,5mm de altura para o caso de amostras moldadas no compactador Marshall.

Como disserta Bernucci *et al.* (2008), esta aplicação de carga gera uma tensão de tração transversalmente ao plano de aplicação da carga. Proceda-se então, utilizando sensores LVDTs (*linear variable differential transformers*) alinhados ortogonalmente entre si, a medição do deslocamento diametral recuperável na direção horizontal correspondente a tensão gerada.

Os pulsos repetitivos de carga são arquitetados a 1Hz, com tempo de aplicação de 0,1 segundo, seguindo de um repouso de 0,9 segundos. Embora a norma brasileira de determinação do módulo de resiliência de misturas asfálticas DNIT 135/2010 – ME não



faça objeções quanto ao formato de curva de aplicação do pulso, o NCHRP-285 (2004) propõe que o pulso de aplicação, buscando simular o efeito da passagem dos pneus sobre o pavimento, deve ser recorrente e obedecer a uma função de onda conhecida como Haversine function, exemplificada na Fig. 4.

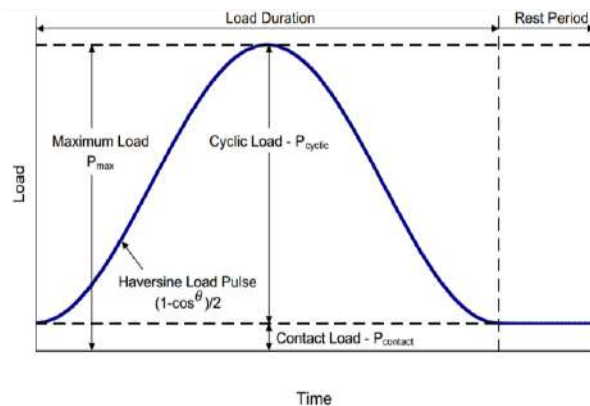


Figura 4 - Pulso de carregamento com função de onda Haversine. (NCHRP – Report 285)

Medina e Motta (2015) relatam que a curva de deslocamento contra o tempo, após aplicação de um pulso, possui um trecho inicial elástico com pico definido e outro trecho predominantemente viscoso, que se apresenta graficamente através de uma maior variação de inclinação de uma reta tangente hipotética, tomada a partir do pico da deformação elástica. Essa deformação viscosa então se encerra com a aplicação do próximo ciclo de carregamento. Para a determinação do módulo de resiliência, as parcelas de deformação permanente do corpo de prova devem ser desconsideradas, desta forma toma-se apenas a parcela de deslocamento recuperável da amostra, dada pela interseção das tangentes aos dois trechos da curva. Na Fig. 5 se encontra representada a curva deslocamento x tempo.

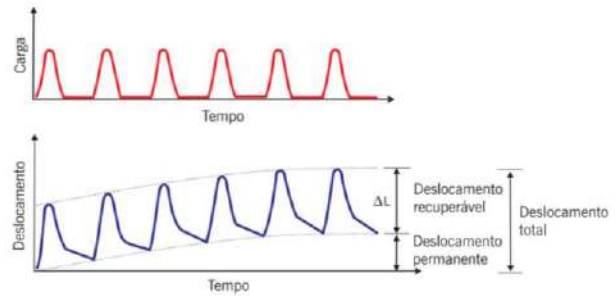


Figura 5 - Representação gráfica dos pulsos de carga e dos deslocamentos durante o ensaio de MR (Bernucci *et al.* 2008)

Visto isso, Bernucci *et al.* (2008) descreve que o cálculo de MR não representa, portanto, um parâmetro exclusivamente elástico, pois este varia tanto com o tempo de aplicação da carga quanto com o tempo de repouso, estando seu cálculo associado também a deformações viscoelásticas que são parcialmente contabilizadas como deformações elásticas.

Segundo a norma DNIT 135/2010-ME, o valor de MR pode ser calculado para corpos de prova de diâmetro aproximado de 10 cm pela Equação 1:

$$MR = \left( \frac{P}{\Delta h} \right) * (0,9976\mu + 0,2692) \quad (1)$$

Onde P é a carga aplicada repetidamente no corpo de prova;  $\Delta$  a deformação elástica ou resiliente registrada em microcomputador; h a altura do corpo de prova; e  $\mu$  o coeficiente de Poisson.

Conforme regulamenta a norma brasileira, recomenda-se que  $\mu$  possua um valor de 0,3, embora de acordo com a metodologia proposta pela ASTM, o valor do coeficiente de Poisson não seja atribuído, mas sim dado pela seguinte expressão:

$$\mu = \frac{-1,0695 - 0,2639 \left( \frac{\delta v}{\delta h} \right)}{0,3074 + 0,7801 \left( \frac{\delta v}{\delta h} \right)} \quad (2)$$

Em que  $\delta v$  é a deformação vertical recuperável medida ao longo de um comprimento de referência igual a três quartos

do diâmetro do corpo de prova; e  $\delta h$  a deformação horizontal recuperável sobre o diâmetro horizontal do corpo de prova. Para que o cálculo do coeficiente  $\mu$  possa ser efetuado através da Equação 2, é necessário que o ensaio de MR seja executado com o uso de LVDT's em formato de cruz, de maneira que possamos obter os deslocamentos tanto na vertical quando na horizontal.

O MR apresenta a problemática de ser um ensaio não homogêneo, requerendo uma solução estrutural para o conhecimento do comportamento do material. Além disso, como visto acima, as parcelas viscoelásticas providas de diferentes temperaturas e diferentes tempos de aplicação de carga são contabilizadas apenas como deformações elásticas, não representando o comportamento reológico das misturas asfálticas.

Frente a este problema a norma ABNT NBR 16018 propôs um novo procedimento de cálculo de MR, que através da utilização de retas tangentes aos três segmentos das curvas resultantes de ensaio, viria a separar a parcela elástica da parcela viscosa do material, dando assim maior entendimento do comportamento das misturas. Este novo processo de cálculo, acena com perda do extenso banco de dados construídos ao longo dos anos, e não é visto com unanimidade entre os pesquisadores, que entendem que a mudança do processo metodológico não faz do MR um ensaio melhor, e apontam para a necessidade de introdução do ensaio de módulo complexo no cenário nacional.

Embora, visto que os valores obtidos através do ensaio de MR estejam longe de condizer com o real comportamento dos revestimentos asfálticos, estes continuam sendo bastante empregados no cenário da pavimentação no Brasil. Motivos como um extenso banco de dados para diferentes materiais, equipamentos menos sofisticados e maior facilidade de ensaio, fazem com que o

ensaio continue pertinente para parametrização das misturas.

O ensaio de módulo de resiliência realizado para as quatro distintas misturas deste trabalho seguiu o procedimento discriminado na norma do DNIT-M3 135/2010. Foi utilizado para tal a Universal Testing Machine (UTM), ilustrada na Fig. 6.



Figura 6 - Prensa UTM-25 utilizada para o ensaio de MR e E\*

O ensaio consiste na aplicação de um pulso de carga que gera uma tensão de tração transversal ao plano de aplicação da carga. Através da utilização de sensores LVDTs alinhados ortogonalmente ao sentido de aplicação da carga, é medido o deslocamento diametral recuperável na direção horizontal correspondente a tensão gerada, conforme Fig. 7. Os pulsos repetitivos de carga são arquitetados a 1Hz, com tempo de aplicação de 0,1 segundo, seguindo de um repouso de 0,9 segundos. O procedimento é realizado a temperatura controlada de  $25 \text{ }^\circ\text{C} \pm 1^\circ\text{C}$ , com amostras condicionadas por no mínimo 12 horas antes do ensaio.



Figura 7 - Amostra submetida ao ensaio de MR

#### 4.2 Módulo complexo em compressão uniaxial

O ensaio uniaxial de carga repetida para determinação do módulo complexo é tendência nos países desenvolvidos, mas, no cenário brasileiro, ainda se encontra restringido ao ambiente acadêmico.

Costuma-se entender o módulo complexo como um ensaio que apresenta resultados mais próximos das reais propriedades do material. A importância de se considerar a influência da temperatura e de diferentes frequências de carregamento faz com que o módulo complexo venha a ser o principal ensaio para a melhor compreensão acerca da rigidez das misturas asfálticas.

De acordo com Fritzen (2016, p. 80): “O Módulo Complexo ( $E^*$ ) é definido como um número complexo que relaciona tensões e deformações para materiais viscoelásticos sujeitos a um carregamento senoidal”.

Segundo Medina e Motta (2015) a parte real deste número complexo representa a componente elástica e a imaginária representa a componente viscosa.

Christensen (1982) destaca que, devido à importância de se considerar os efeitos de diferentes temperaturas e frequências de carregamento no comportamento de revestimentos asfálticos, o módulo complexo vem sendo estudado como uma alternativa ao módulo de resiliência na caracterização de misturas asfálticas. Dessa forma, é possível determinar as características elásticas e propriedades viscoelásticas lineares do material.

No ensaio de módulo complexo é aplicada a um corpo cilíndrico, esteja ele confinado ou não, uma carga uniaxial compressiva senoidal. Conforme Nascimento (2008) a relação tensão-deformação durante o carregamento senoidal contínuo é definida por um número complexo chamado de Módulo Complexo ( $E^*$ ) e o seu valor absoluto  $|E^*|$  é definido como módulo dinâmico. Se os níveis de deslocamentos medidos ficarem no domínio das pequenas deformações, espera-se um comportamento viscoelástico linear da mistura asfáltica.

O ensaio uniaxial de carga repetida para determinação do módulo complexo é realizado em diferentes condições de frequência e de temperatura, buscando compreender o comportamento viscoelástico do material.

Este pode ser realizado seguindo as diretrizes de duas normas, a AASHTO T 342-11 – *Determining Dynamic Modulus of Hot Mix Asphalt (HMA)* e pela ASTM D3497/2003 – *Standard Test method for Dynamic Modulus of Asphalt Mixtures*. A diferença entre ambas está nos valores de temperaturas e frequências de carregamento, além do tamanho do corpo de prova para ensaio. Para este trabalho foi utilizada a norma da AASHTO T 342-11 que prescreve temperaturas de  $-10^{\circ}\text{C}$ ,  $4^{\circ}\text{C}$ ,  $21^{\circ}\text{C}$ ,  $37^{\circ}\text{C}$  e



54°C e as frequências de carregamento para cada temperatura de 0,1; 0,5; 1; 5; 10 e 25 Hz. O tamanho do corpo de prova deve ser de diâmetro variando entre 100 e 104 mm e altura de 147,5 e 152,5 mm, com tamanho máximo nominal da mistura de 37,5 mm. O tamanho do corpo de prova deve ter razão entre altura e diâmetro de 2 para 1, com um diâmetro mínimo de 101,6 mm e quatro vezes o tamanho máximo nominal da mistura. A Fig. 8 mostra o processo de ensaio de módulo complexo realizado para este trabalho.



Figura 8 - Ensaio de módulo complexo

Um estudo conduzido pelo programa NCHRP e relatado no Report 465 - *Simple Performance Test for Superpave Mix Design* (WITCZAK *et al.*, 2002), apresenta algumas correlações entre ensaios de módulo complexo e dados coletados em pistas. A avaliação e cruzamento destes dados permitiram concluir que o ensaio de módulo complexo fornece

bons parâmetros na avaliação do comportamento às deformações permanentes.

O ensaio uniaxial de carga repetida para determinação do módulo complexo é, de acordo com Di Benedetto & Corté (2005), um ensaio homogêneo, que não requer nenhuma solução estrutural, não demandando assim nenhuma hipótese complementar, de modo que apresenta resultados mais similares a real propriedade dos materiais testados.

A determinação do módulo complexo e consequentemente do valor de módulo dinâmico é uma boa forma de caracterização da viscoelasticidade do material. Atualmente, esse tipo de módulo de elasticidade é exigido para a caracterização de alguns materiais para finalidade de projeto (AASHTO, 2002).

O valor do módulo complexo varia em função dos parâmetros de ensaio, temperatura e velocidade de carregamento, e os parâmetros da formulação do material betuminoso, natureza e teor do ligante, porcentual granular e de finos e a forma de compactação.

No que diz respeito ao ensaio, ao aplicar um carregamento contínuo senoidal com função de onda haversine de maneira a causar compressão axial ao corpo de prova, desenvolve-se um plano no qual se tem as variações de tensão e de deformação sofridas pela amostra. Matematicamente o valor de ( $E^*$ ) pode ser encontrado através da relação entre o valor do pico de amplitude de tensão e o valor do pico de amplitude da deformação.

## 5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Apresentam-se na Tabela 1 os resultados dos ensaios propostos, plotados após nas Fig. 9 e 10 a relação módulo dinâmico  $|E^*|$  versus os resultados de Módulo de Resiliência (MR), ambos com temperatura fixada em 25 °C à frequência de 10 Hz.

Conforme o protocolo realizou-se o ensaio de módulo complexo nas temperaturas de -10°C, 4°C, 21°C, 37°C e 54°C, de modo

que para chegar à temperatura de 25 °C interpolaram-se os valores obtidos nas temperaturas de 21°C e 37°C. Para demais resultados de módulo complexo e conclusões referentes às propriedades viscoelásticas da mistura asfáltica com a adição de diferentes porcentagens de areia reportar à Brondani (2016).

Tabela 1 - Resultados de MR e  $|E^*|$  a 25 °C e 10 Hz

Mistura	Teor de Ligante (%)	MR @ 25 °C (MPa)	$ E^* $ @ 25 °C (MPa)
0% Areia	4,85	5974,60	5733,143
2% Areia	4,85	5955,90	5322
4% Areia	4,85	5869,47	5384,62
6% Areia	4,85	5432,10	4649,52

Conforme os dados obtidos dos ensaios de módulo complexo, a relação entre os valores de módulo dinâmico  $|E^*|$  à 25°C e 10 Hz mostra uma queda da ordem de 19% na rigidez das amostras quando comparada a mistura sem areia e a mistura com adição de 6% de areia, já para o ensaio de MR se verifica uma queda da ordem de 10% nos resultados para o mesmo intervalo de areia acrescentada. A Fig. 9 apresenta os resultados de ambos os ensaios plotados lado a lado, onde se pode perceber além da proximidade dos resultados, a queda de rigidez em função da adição de areia nas misturas estudadas. Para informações específicas sobre a influência da areia natural na rigidez das misturas consultar Schuster (2016).

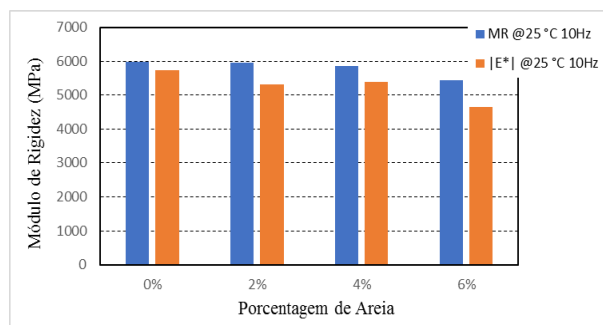


Figura 9 - Valores de módulo de rigidez para ambos os ensaios propostos

Através da Fig. 10, é possível inferir que, embora utilizando domínios de comportamento distintos, ambos os ensaios apresentam resultados de mesma tendência, visto que à medida que se acrescentou areia às misturas, ambos apresentam queda similar nos valores de rigidez.

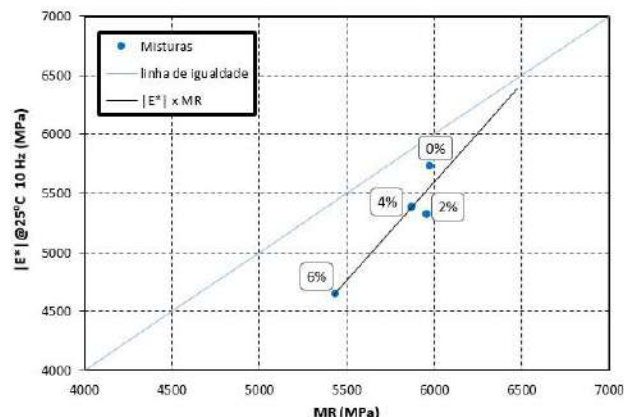


Figura 10 - Relação entre  $|E^*|$  @ 25 °C 10 Hz versus MR @ 25 °C 10 Hz

Conforme a Fig. 10 também é possível fazer a verificação de similaridade dos dados de ambos os ensaios através da comparação da reta de relação  $|E^*|$  x MR e da reta de igualdade traçada junto ao gráfico. É possível verificar que estas apresentam inclinações semelhantes para a série de dados analisados.

A razão MR/ $|E^*|$  apresentou os seguintes valores conforme a Tabela 2.

Tabela 2 - Resultados da razão MR/ $|E^*|$

Mistura	MR/ $ E^* $
0% Areia	1,042
2% Areia	1,119
4% Areia	1,090
6% Areia	1,168

Percebe-se através da Tabela 2 uma maior defasagem entre os resultados das misturas com maiores porcentagens de areia adicionadas, levando os valores de módulo a uma maior taxa de queda para o ensaio de módulo complexo à medida que acrescentamos areia as misturas. Essa

inferência está atrelada a análise utilizada pelo ensaio de  $|E^*|$ , que leva em conta as propriedades viscoelásticas das misturas e a influência da areia nestas, parâmetros não atingidos pelo ensaio de MR. Conclusões mais avançadas quanto a influência da areia nas propriedades viscoelásticas podem ser encontradas no estudo de Brondani (2016).

Por fim, fica visível que o ensaio de MR apresenta certa correspondência com os valores de módulo complexo, entretanto esta diferença deve ser vista com ressalvas na prática de um bom projeto de revestimento asfáltico, já que os valores de  $|E^*|$  são os que melhor se aproximam das reais propriedades de módulo das misturas asfálticas, sendo necessária a implementação corriqueira deste ensaio para melhor análise e entendimento do efetivo comportamento das misturas asfálticas.

## 6. REFERÊNCIAS

AASHTO, 2002, **Mixture Conditioning of Hot-Mix Asphalt**. American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO R 30, Washington, D. C.

AASHTO, 2005, **Determining Dynamic Modulus of Hot-mix Asphalt Concrete Mixtures**. American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO T 342 11, Washington, D. C.

ASTM D 3497-79 **Standard Test Method for Dynamic Modulus of Asphalt Mixtures**. American Society for Testing and Materials, 2003.

BALBO, T. J. **Pavimentação Asfáltica. Materiais, projeto e restauração**. 1º Ed, 3ª reimpressão. São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2007.

BERNUCCI, L.; MOTTA, L. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação**

**Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros**. Rio de Janeiro: Petrobrás: ABEDA. 504 p. Incluindo Bibliografia. Patrocínio Petrobrás. 2008.

BRONDANI, C. **Estudo laboratorial da influência da areia natural na viscoelasticidade das misturas asfálticas**. Trabalho de conclusão de curso. Universidade Federal de Santa Maria – RS. 2016.

CHRISTENSEN, R.M. **Theory of Viscoelasticity**. 2ª ed. New York: Academic. 1982.

DI BENEDETTO, H.; CORTÉ, J. F. **Matériaux routiers bitumineux 2: Constitution et propriétés thermomécaniques des mélanges**. Paris: Hermes-Lavoisier. 2005.

DNIT- ME 135/2010: Pavimentação asfáltica - Misturas asfálticas – **Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2010, 6 p. Origem: DNER-ME 133/1994.

FRITZEN, M. A. **Desenvolvimento e validação de função de transferência para previsão do dano por fadiga em pavimentos asfálticos**. Dissertação de Doutorado. Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro – RJ. 2015.

KIM, R. Y.; **Modeling of asphalt concrete**. 1º ed. McGraw-Hill. p. 460. New York. 2009

MANGIAFICO, S. **Linear viscoelastic properties and fatigue of bituminous mixtures produced with Reclaimed Asphalt Pavement and corresponding binder blends**. Tese de Doutorado. l'École Nationale des Travaux Publics de l'État. 2014.



MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos Pavimentos**. 3º ed. – Rio de Janeiro: Interciência, 638 p. 2015.

NASCIMENTO, L. A. **Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com uso do compactador giratório e foco na deformação permanente**. Rio de Janeiro, 2008, 204 p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

OLARD, F.; DI BENEDETTO, H.; DONY, A.; VANISCOTE, J. C.; **Properties of bituminous mixtures at low temperatures and relations with binder characteristics**. Material sand structure, Vol 38. p 121-126. Janeiro 2005.

RENAUD, C. L. R. S. A. **Module de rigidité et comportement em fatigue desenrobés bituminuex. Expérimentations et nouvelles perspectives d'analyse**. Tese de Doutorado – Ecole Centrale Paris.1996.

SCHUSTER, S. L. **Estudo da influência da areia natural nas propriedades mecânicas de uma mistura asfáltica**. Trabalho de conclusão de curso. Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria – RS. 2016.

WITCZAK, M. W.; KALOUSH, K.; PELLINEN, T. **Simple performance test for superpave mix design**. NCHRP Report 465. National Research Council, Transportation Research Board. Washington, D.C, 2002.

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

Pode-se concluir que o ensaio de MR, com certas ressalvas, ainda é valido para utilização no meio rodoviário brasileiro, já que apresenta certa correspondência com os reais valores de rigidez encontrados através do ensaio de módulo complexo, além de

apresentar um extenso banco de dados construído ao longo dos anos.

Entretanto é necessário que o ensaio de  $|E^*|$  venha a se tornar prática corrente no cenário da pavimentação, pois avalia as reais propriedades de módulo dentro do domínio de viscoelasticidade linear no qual os pavimentos se encontram inseridos, de modo que possamos compreender os diversos fenômenos de comportamento das misturas asfálticas e assim avançarmos no dimensionamento de melhores pavimentos.

## REMEDIAÇÃO DE UM SOLO ARGILOSO CONTAMINADO COM CROMO HEXAVALENTE COM O USO DE NANOPARTÍCULAS DE FERRO ZERO VALENTE

### **Ramiro Reginato**

Acadêmico do curso de engenharia Ambiental, Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo, RS.  
ramiro\_reginato@hotmail.com

### **Marcos Mognon**

Acadêmico do curso de engenharia Ambiental, Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo, RS.  
marcosmonhon@hotmail.com

### **Cleomar Reginatto**

Doutorando PPGEC, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS  
cleomarreginato@hotmail.com

### **Karla Heineck**

Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil,  
karla@cpgec.ufrgs.br

### **Antônio Thomé**

Professor/Pesquisador PPGENG, Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo, RS.  
thome@upf.br

**Resumo.** As atividades indústrias, historicamente geraram inúmeras áreas contaminadas, tanto por compostos orgânicos como inorgânicos, muitas vezes, potencialmente tóxicos. Isso nos leva a pesquisar técnicas viáveis de descontaminação destas áreas. A aplicação de nano materiais, vindo sendo bastante utilizada, sendo que o Nano Ferro Zero Valente (nFeZ) vem se destacando devido ao baixo grau de toxicidade, fácil obtenção e grande área superficial, possuindo assim uma expressiva capacidade em reduzir contaminantes orgânicos e adsorver ou reduzir inorgânicos. Assim o objetivo deste trabalho foi avaliar a eficiência na redução de cromo hexavalente testando diferentes relações de nFeZ em um solo residual de basalto. Os ensaios foram realizados em escala de bancada com o solo deformado. Os resultados indicam que em uma relação de 1000mg de nFeZ para cada 11mg

Cr(VI) chegamos a uma eficiência de mais de 99% do contaminante.

**Palavras-chave:** Remediação. Nano ferro. Cromo hexavalente.

## 1. INTRODUÇÃO

As atividades humanas geram diversos tipos de resíduos, contaminando solos e águas, sendo que muitos destes locais precisam ser remediados para possibilitar novamente seu uso (HU et al., 2006).

De acordo com o Manual de Gerenciamento de Áreas contaminadas da CETESB, foram identificadas, em torno de, 300.000 áreas contaminadas nos 12 países que compõem a comunidade europeia (CETESB, 2005). No estado de São Paulo, a CETESB tem o registro de 5.376 áreas contaminadas sendo 917 delas em zonas industriais. No Rio Grande

do Sul os dados são escassos, apenas possui 78 áreas inscritas do Sistema de Informação de Vigilância em Saúde de Populações Expostas a Solo Contaminado- SISOLO (SISOLO, 2007). Dentre estes, o Sissolo indica apenas 48 áreas contaminadas. Esta escassez de dados tira a atenção do real problema, dando uma falsa impressão de ausência de áreas contaminadas, tornando ele ainda maior.

Segundo a USEPA (2017) o desenvolvimento de novos materiais e tecnologias de remediação mais rápidos, econômicos e efetivos será incentivado, visando a redução dos investimentos e do tempo necessário. Reddy (2014) afirma que tecnologias antigas de remediação de solo contaminado, como *dig-and-haul* (cavar e levar embora), e águas subterrâneas contaminadas, como a tradicional *pump-and-treat* (bombear e tratar), são consideradas ultrapassadas e ineficientes.

Para remediação das áreas contaminadas, várias tecnologias vêm sendo estudadas e aplicadas, sendo que dentre estas, o uso de nano materiais (NMs) aparece como uma forma adequada de tratamento de resíduos principalmente para contaminantes, orgânicos e inorgânicos, como organoclorados, pesticidas, chumbo, cromo e cádmio. (FU et al., 2015; WANG et al., 2016, REDDY et al., 2010).

A remediação por nano materiais tem o potencial de reduzir os custos de projetos de grandes áreas e, através de tratamento in situ, reduzir o tempo de descontaminação, dispensar a necessidade de tratamento e disposição de solo contaminado e reduzir a concentração do contaminante a valores próximos a zero. (KARN, 2011).

Dentre os vários tipos de nanomateriais, mais de 90 % dos estudos, apresentam o nanoferro na valência nFeZ (YAN et al., 2013). Este material apresenta como vantagens a baixa toxicidade, reação rápida entre o contaminante e a nanopartícula, e menor custo de produção em relação aos demais tipos de NMs. (LEE, 2013). Além disso essas nano partículas podem

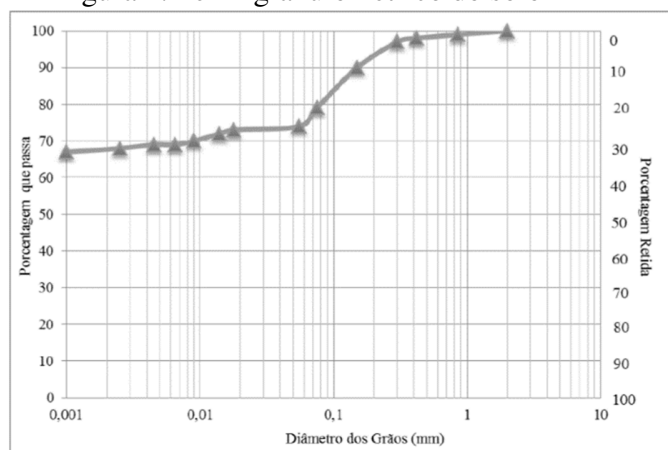
ainda ser integradas com um tratamento biológico aumentando a sua eficiência (ANJUM et al., 2016).

## 2. MATERIAIS E MÉTODOS

### 2.1 Solo de estudo

A pesquisa foi realizada no Laboratório de Geotecnia Ambiental, situado no Centro de Tecnologia (CETEC) da Universidade de Passo Fundo, no município de Passo Fundo. Foram moldados corpos de prova indeformados de solo argiloso coletado a 1,2 metros de profundidade (horizonte B) em uma trincheira aberta no solo do campo experimental de Geotecnia. A Figura 1, apresenta o perfil granulométrico do solo de estudo.

Figura 1. Perfil granulométrico do solo



O solo é geralmente profundo, homogêneo, bem drenado e altamente intemperizados. Esta característica de intemperização lhe confere uma predominância de caulinita e óxidos de ferro, deste modo, o solo possui uma baixa capacidade de troca catiônica. Apresenta um pH geralmente ácido, um teor de ferro elevado (superior a 18%) e de Alumínio superior a 4cmolc/kg. Tem sua origem na intemperização da rocha basalto (STRECK et al., 2008).

O solo coletado foi peneirado na peneira #10 segundo a NBR 6457 para ter uma melhor homogeneidade dos grãos. Sua umidade foi corrigida para 34%, a fim de se assemelhar com suas características naturais.

## 2.2 Nano Ferro

As nanopartículas utilizadas nos experimentos foram adquiridas da empresa NANOIRON, s.r.o., e possuem o nome comercial de Nanofer Star. São nanopartículas em pó, com a presença de surfactante na composição, para melhor mobilidade no meio. A tabela 1 apresenta as principais características destas nanopartículas.

Tabela 1. Características do nFeZ

Nome	Conteúdo em massa (%)
Ferro (Fe)	65 a 80
Magnetita (Fe <sub>3</sub> O <sub>4</sub> ) e óxido de ferro	20 a 30

O fabricante do nFeZ usado neste trabalho garante uma área superficial de 20-25m<sup>2</sup>/g, um diâmetro médio de partícula de 50nm e uma faixa que varia de 20 a 100nm de diâmetro, NANOIRON (2017). Segundo manual do fabricante, o nano ferro em pó deve passar por um processo de ativação.

O processo consiste em misturar 400g de nano ferro em 100mL de água deionizada e agitar em um liquidificador industrial de alta rotação. O nano ferro foi agitado por 10 minutos no aparelho a 18.000rpm. Essa agitação separa as partículas agrupadas, reduzindo o tamanho do nFeZ para que ele atinja a escala nano.

## 2.3 Montagem do experimento

Em escala de bancada foram separadas 12 amostras contendo 100g do solo amostrado desestruturado dentro de um béquer. Inicialmente, foi misturado o Cr(VI) em uma

concentração de 800mg de Cr(VI) para cada quilograma de solo seco (800mg/kg), ou seja 2 vezes o valor permitido para uma área industrial segundo a CONAMA 420/2009.

Após a homogeneização, as amostras ficaram armazenadas em repouso por 24 horas para o contaminante ser adsorvido pelo solo. Então, foi adicionado a suspensão de Novi, testando quatro diferentes proporções do agente redutor para o contaminante, todas elas em triplicata: 1000mg nFeZ/11mg Cr(VI), 1000mg nFeZ/35mg Cr(VI), 1000mg nFeZ/70mg Cr(VI) e 1000mg nFeZ/140mg Cr(VI). Estas reações foram escolhidas em torno dos dados de Cao e Zhang (2006).

Após todas as amostras devidamente homogeneizadas, ficaram em repouso por mais 24 horas, para que ocorressem as reações de redução do contaminante. A Figura 2 apresenta alguns dos ensaios montados.

Figura 2. Solo contaminado homogeneizado



Todos os ensaios ocorreram em laboratório, com temperatura controlada de 24°C.

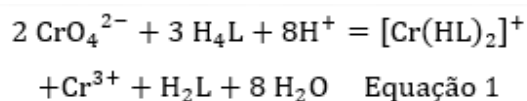
## 2.4 Análises

Para a análise do solo foram utilizados os métodos USEPA 3060A e USEPA 7196A

O método 3060A é usado na extração alcalina do Cr(VI) solúvel. Neste ambiente alcalino o cromo dificilmente reduz para Cr(III), diferente de pHs mais ácidos que gerariam uma falsa eficiência. Esse método é

capaz de solubilizar todas as formas de Cr(VI) sem induzir oxidação no Cr(III) já presente e é utilizado apenas para extração do metal, sendo o método 7196A o método complementar para análise. O método tende a sofrer pouca interferência de agentes externos, porém isso pode ocorrer quando a concentração destes foi muito alta e a de Cr(VI) for muito baixa.

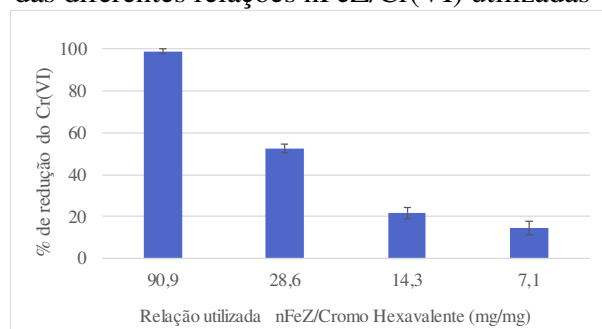
O método 7196A é usado para determinar a concentração de cromo hexavalente dissolvido em águas subterrâneas e certos resíduos domésticos e industriais. Este método é apenas para a leitura das amostras e foi usado logo após o método USEPA 3060A. Ele envolve a formação de um quelato a partir do Cr(VI) com a difenilcarbazida (H4L), dando uma coloração violeta ( $[\text{Cr}(\text{HL})_2]^+$ ) para amostra. O quelato é constituído de 1,2-difenilcarbazona (H2L) e Cr(III). A reação é representada pela equação 1 (SUSSULINI e ARRUDA, 2006).



### 3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados de redução do contaminante pelo nFeZ estão apresentados na Figura 3.

Figura 3. Redução do contaminante em função das diferentes relações nFeZ/Cr(VI) utilizadas



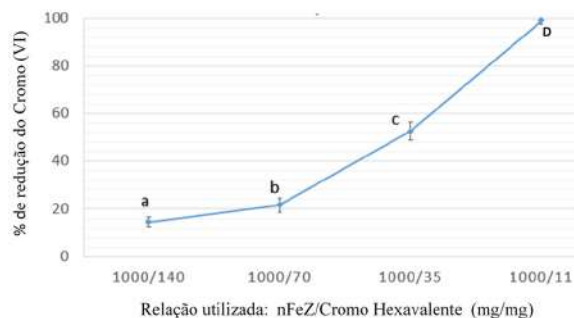
A eficiência da relação 1000mg de nano ferro para cada nFeZ/11mg Cr (VI) foi de aproximadamente 99%, e uma eficiência de

apenas 14,5 % para a menor relação testada (1000 mg de nFeZ / 140 mg de Cr (VI)).

A redução do cromo (VI) para Cromo III ocorre a partir do contato com as nanopartículas, sendo que no solo se faz necessário uma alta relação para se conseguir bons resultados. Conforme cita Di palma et al., (2015), para se obter uma eficiência de redução de até 91% foi necessário adicionar 25 vezes mais nano ferro, do que a relação estequiométrica padrão da reação química de redução do cromo (VI para o Cromo (III)).

Para comprovar as diferenças entre os resultados, foi feito uma análise de variância com o auxílio do software *MS Excel* com um nível de significância de 5% (ou alfa = 0,05). O valor de F (ou a relação da variância entre as amostras com a variância dentro das amostras) foi de 913,21 – expressivamente maior que o F crítico que foi de 4,06 – mostrando que existe significância entre os dados. E o valor-P foi de  $1,77\text{E}^{-10}$ , menor que o alfa comprovando a significância. A análise de variância aliada ao teste de Tukey demonstrada na Figura 4, apresenta as diferenças entre os resultados.

Figura 4. Análises de variância dos dados



Foi possível afirmar que todos os resultados são estatisticamente diferentes, comprovando a influência da relação nano ferro – contaminante com a eficiência da redução.

### 4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Em um solo argiloso contaminado com  $\text{Cr}^{6+}$ , é possível reduzir até 99% do

contaminante, quando cada 11mg de contaminante for exposto a 1000 mg de nFeZ.

Isso indica que dentre as relações testadas, esta é a mais recomendada em termos de eficiência. Partindo de uma concentração inicial duas vezes maior que o valor permitido para áreas industriais (800 mg/Kg), chegando a valores abaixo da referência de qualidade do solo segundo a CONAMA 420/2009 que é de 75 mg/Kg.

Assim utilizando altas concentrações do nanoferro de valência zero é possível se obter altos valores de redução de um contaminante extremamente tóxico para algo não tóxico.

### **Agradecimentos**

Agradecemos ao Grupo de Pesquisa em geotecnia Ambiental UPF-UFRGS, a FAPERGS, CNPQ e CAPES pelo apoio na realização da pesquisa.

### **REFERÊNCIAS**

ANJUM, M.; R. MIANDAD; MUHAMMAD, W.; GEHANYA, F.; BARAKAT, M.A. Remediation of wastewater using various nano-materials. **Arabian Journal of Chemistry**, 2016. DOI: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.arabjc.2016.10.004>>.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457: Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização** (Anexo): NBR 6457 – ABNT. Rio de Janeiro, 1986.

CAO, J.; ZHANG, WEI-X. Stabilization of chromium ore processing residue (COPR) with nanoscale iron particles. **Journal of Hazardous Materials**. V. 132, p. 213–219, 2006.

CETESB - Companhia Ambiental do Estado de São Paulo. **Manual de gerenciamento de áreas contaminadas**. São Paulo: Cetesb, 2005. 586p.

DI PALMA, L., GUEYE, M.T., PETRUCCI, E. Hexavalent chromium reduction in contaminated soil: a comparison between ferrous sulphate and nanoscale zero-valent iron, **J. Hazard. Mater.** V. 281, p. 70–76, 2015.

FU, R.; YINGPIN Y.; ZHEN, X.; XIAN, Z.; XIAOPIN, G.; DONGSU, B. The removal of chromium (VI) and lead (II) from groundwater using sepiolite-supported nanoscale zero-valent iron (S-NFEZ). **Chemosphere**. V. 138, p. 726–734, 2015.

HU, N.; LI, Z.; HUANG, P.; TAO, C. Distribution and mobility of metals in agricultural soils near a copper smelter in South China. **Environmental Geochemistry and Health**. v. 28, p. 19-26, 2006.

KARN, B.; KUIKEN, T.; OTTO, M. Nanotechnology and in situ remediation: a review of the benefits and potential risks. **Ciência & Saúde Coletiva**. V. 16, p. 165-178, 2011.

LEE, G.; PARK, J.; HARVEY, O.R. Reduction of Chromium(VI) mediated by zero-valent magnesium under neutral pH conditions. **Water Research**, v.47, p.1136-1146, 2013.

NANOIRON. **Characteristics of iron nanoparticles**. Nanoiron Future Technology, 2008. Available from: <<http://www.nanoiron.cz/en/characteristics-of-iron-nanoparticles>>. Acces on 26 feb. 2017.

NANOIRON s.r.o. (2014) Nanoiron, Future technology. Disponível em <<http://www.nanoiron.cz>>. Acesso em 12. Mar. 2017.



- REDDY, K.; DARNAULT, C.; DARKO-KAGYA, K. Transport of Lactate-Modified Nanoscale Iron Particles in Porous Media. **J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng.** V.140, dx.doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001015, 2014.
- REDDY, K. R. Nanotechnology for Site Remediation: Dehalogenation of Organic Pollutants in Soils and Groundwater by Nanoscale Iron Particles. **International Congress on Environmental Geotechnics**, New Delhi, 2010.
- MORAES, S. L.; TEIXEIRA, C, E.; MAXIMIANO, A, M, S. **Gerenciamento de áreas contaminadas**. 1ª Edição. São Paulo: Páginas Letras Editora e Gráfica. 398p.
- STRECK, E.V. et al. **Solos do Rio Grande do Sul**. Rio Grande do Sul: Departamento de Solos Faculdade de Agronomia – UFRGS, 2008.
- USEPA: U.S. Environmental Protection Agency –. **Nanotechnology: Applications for Environmental Remediation**. Disponível em: <[http://www.cluin.org/techfocus/default.focus/sec/Nanotechnology:\\_Applications\\_for\\_Environmental\\_Remediation/cat/Application/#3](http://www.cluin.org/techfocus/default.focus/sec/Nanotechnology:_Applications_for_Environmental_Remediation/cat/Application/#3)>. Acesso em: 12. Mar. 2017.
- USEPA. U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. **Method 7196A: chromium, hexavalent (colorimetric)**. EPA, 1992.
- USEPA. U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. **Method 3060A: alkaline digestion for hexavalent chromium**. EPA, 1996.
- WANG, J.; ZHANQIANG, F.; WEN, C.; XIAOMIN, Y.; POKEUNG, E.T.; DONGYE, Z. Higher concentrations of nanoscale zero-valent iron (nFeZ) in soil induced rice chlorosis due to inhibited active iron transportation. **Environmental Pollution**, V. 210, p.338-345, 2016.
- WANG, X.; Lan, L.; Anqi, W.; Huiling, L.; Jun, M.; Mingshan, L. Comparative study on properties, mechanisms of anionic dispersant modified nano zero-valent iron for removal of Cr(VI). **Journal of the Taiwan Institute of Chemical Engineers**, Kunming, v.66, p.115-125, 2016.