

# ENGENHARIA E GEOTECNIA

PRINCÍPIOS FUNDAMENTAIS

FREDERICO C. BARBOSA  
(ORGANIZADOR)

VOLUME I



Editora Conhecimento Livre

Frederico Celestino Barbosa  
(organizador)

Engenharia e geotecnia: princípios fundamentais

1ª ed.

Piracanjuba  
Editora Conhecimento Livre  
2019

1ª ed.

**Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)**

Barbosa, Frederico Celestino

B238a Engenharia e Geotecnia: princípios fundamentais. / Frederico Celestino Barbosa. – Piracanjuba-GO: Editora Conhecimento Livre, 2019.

600 f.: il.

DOI: [10.29327/510420](https://doi.org/10.29327/510420)

ISBN: 978-65-80226-27-6

Modo de acesso: World Wide Web

Inclui bibliografia

1. Engenharia Civil L. 2. Geotecnia. 3. Geoprocessamento L. 4. Estruturas 5. Infraestrutura. 6. Concreto I. Barbosa, Frederico Celestino. I. Título.

CDU: 624

<https://doi.org/10.29327/510420>

**O conteúdo dos artigos são de responsabilidade exclusiva dos seus respectivos autores.**

# Sumário

<b>CAPÍTULO 1</b> .....	<b>5</b>
ESTUDO DA CAPACIDADE DE SUPORTE DA ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS PARA PAVIMENTAÇÃO RODOVIÁRIA .....	5
<b>CAPÍTULO 2</b> .....	<b>20</b>
ESTRUTURAS RAMIFICADAS COMO SOLUÇÃO ALTERNATIVA PARA FUNDAÇÕES .....	20
<b>CAPÍTULO 3</b> .....	<b>39</b>
DIMENSIONAMENTO DE CONSOLO CURTO DE CONCRETO ARMADO E COMPARAÇÃO DO LIMITE DIMENSIONAL ESTABELECIDO POR NORMA COM RESULTADOS OBTIDOS POR MÉTODO COMPUTACIONAL .....	39
<b>CAPÍTULO 4</b> .....	<b>58</b>
MAXIMIZAÇÃO DA ÁREA DE SUPERFÍCIE EM SISTEMAS RAMIFICADOS .....	58
<b>CAPÍTULO 5</b> .....	<b>73</b>
OBTENÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE SOLO RESIDUAL DO VALE DO RIBEIRA/SP POR MEIO DE RETROANÁLISE DE RUPTURA .....	73
<b>CAPÍTULO 6</b> .....	<b>91</b>
CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA DE MACIÇOS ROCHOSOS MARGINAIS À BR-262 .....	91
<b>CAPÍTULO 7</b> .....	<b>107</b>
EXECUÇÃO DE ESTABILIZAÇÃO DE ENCOSTA COM CONCEITO SUSTENTÁVEL NA CIDADE DO SALVADOR - BA, FAZENDO USO DA TÉCNICA DE SOLO GRAMPEADO COM FACE VERDE .....	107
<b>CAPÍTULO 8</b> .....	<b>118</b>
COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS COM RESÍDUO DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO DE CONCRETO, CAL VIRGEM E HIDRATADA E SOLO TROPICAL .....	118
<b>CAPÍTULO 9</b> .....	<b>129</b>
UTILIZAÇÃO DO PENETRÔMETRO DINÂMICO PARA ESTIMATIVA DA TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO DE CASCAVEL-PR, EM FUNÇÃO DO TEOR DE UMIDADE .....	129
<b>CAPÍTULO 10</b> .....	<b>145</b>
ESTUDO DO EFEITO ESCALA PARA A DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA <i>IN SITU</i> DA CAMADA DE CARVÃO IRAPUÁ NA JAZIDA CARBONÍFERA SUL-CATARINENSE .....	145
<b>CAPÍTULO 11</b> .....	<b>188</b>

ESTUDO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DO COMPÓSITO SOLO - CCA.....	188
<b>CAPÍTULO 12</b> .....	<b>205</b>
ANÁLISE DE ESTABILIDADE EM ASSENTAMENTO PRECÁRIO NO MUNICÍPIO DE VITÓRIA – ES.....	205
<b>CAPÍTULO 13</b> .....	<b>222</b>
AValiação DA ERODIBILIDADE DE MISTURAS SOLO – RCC PARA CAMADA DE COBERTURA E PROTEÇÃO DE TALUDES	222
<b>CAPÍTULO 14</b> .....	<b>240</b>
ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA SUCCÃO MATRICIAL NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES DE UM SOLO SILTOSO ESTABILIZADO COM CAL.....	240
<b>CAPÍTULO 15</b> .....	<b>258</b>
ASPECTOS ESTRUTURAIS DE MUROS DE FLEXÃO REFORÇADOS COM GEOGRELHA .....	258
<b>CAPÍTULO 16</b> .....	<b>274</b>
A INFLUÊNCIA DOS REFORÇOS POR GEOGRELHA SOBRE A VIDA DE SERVIÇO DE LASTROS FERROVIÁRIOS DE ALTO TRÁFEGO E CARGA ELEVADA. .....	274
<b>CAPÍTULO 17</b> .....	<b>286</b>
AValiação DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLO TÍPICO DE MANAUS/AM ADITIVADO COM RESÍDUOS POLIMÉRICOS .....	286
<b>CAPÍTULO 18</b> .....	<b>301</b>
CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICO DOS MATERIAIS INCONSOLIDADOS DO MUNICÍPIO DE NATAL – RN: SUSCETIBILIDADE E RISCO POTENCIAL DE DESLIZAMENTOS E INUNDAÇÕES .....	301
<b>CAPÍTULO 19</b> .....	<b>316</b>
ANÁLISE DA VIABILIDADE TÉCNICA DA ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS TROPICAIS COM UTILIZAÇÃO DE FINOS DE PEDREIRA .....	316
<b>CAPÍTULO 20</b> .....	<b>330</b>
PROPOSTA METODOLÓGICA DE ANÁLISE DE DADOS PARA UTILIZAÇÃO EM SISTEMAS DE MÚLTIPLOS POÇOS, FUNDAMENTADA NO RAIOS DE INFLUÊNCIA .....	330
<b>CAPÍTULO 21</b> .....	<b>344</b>
ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDE DE ÁREA DE RISCO NO BAIXO ROGER EM JOÃO PESSOA/PB .....	344
<b>CAPÍTULO 22</b> .....	<b>358</b>
AValiação DE BARREIRA CAPILAR COM GEOTÊXTIL ASSOCIADO .....	358
<b>CAPÍTULO 23</b> .....	<b>376</b>
DURABILIDADE DE GEOTÊXTEIS POR INTEMPERISMO ACELERADO: INFLUÊNCIA DOS FATORES DE DEGRADAÇÃO .....	376
<b>CAPÍTULO 24</b> .....	<b>389</b>
AValiação DE PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE DE MISTURAS SOLO-CAL .....	389

<b>CAPÍTULO 25</b> .....	<b>401</b>
ESTUDO COMPARATIVO ENTRE FIBRAS NATURAIS E FIBRAS SINTÉTICAS EMPREGADAS COMO REFORÇO DE LATOSSOLOS.....	401
<b>CAPÍTULO 26</b> .....	<b>413</b>
SINERGISMO DE DEGRADAÇÃO EM GEOTÊXTEIS: ENSAIOS LABORATORIAIS SOB FLUÊNCIA À TRAÇÃO, TEMPERATURA E INCIDÊNCIA DE RADIAÇÃO ULTRAVIOLETA .....	413
<b>CAPÍTULO 27</b> .....	<b>425</b>
VALIDAÇÃO E ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DE ALGORITMO DE INTEGRAÇÃO IMPLEX VIA TÉCNICA DE ELEMENTOS FINITOS COM O MODELO ELASTO- PLÁSTICO DE DRUKER-PRAGER.....	425
<b>CAPÍTULO 28</b> .....	<b>445</b>
PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA DE UMA FUNDAÇÃO EM ESTACA HÉLICE CONTÍNUA APOIADA SOBRE SOLO MOLE: UM ESTUDO DE CASO .....	445
<b>CAPÍTULO 29</b> .....	<b>461</b>
DEGRADAÇÃO DE GEOTÊXTEIS DE POLIPROPILENO EXPOSTOS À INTEMPÉRIES.....	461
<b>CAPÍTULO 30</b> .....	<b>475</b>
SOIL SURVEY: METODOLOGIA INOVADORA, NO BRASIL, ADOTADA PELA CTR-RIO, PARA CONTROLE DE QUALIDADE DA INSTALAÇÃO DE GEOMEMBRANAS .....	475
<b>CAPÍTULO 31</b> .....	<b>485</b>
ANÁLISE DE RECALQUES MONITORADOS EM CAMPO DE DOIS EDIFÍCIOS COM FUNDAÇÕES EM MACIÇO ROCHOSO DA CIDADE DE CARUARU-PE .....	485
<b>CAPÍTULO 32</b> .....	<b>500</b>
ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E REOLÓGICA DE REJEITO GRANULAR E LAMA DEPOSITADA EM BARRAGEM DE REJEITOS DE MINERAÇÃO DE CARVÃO.....	500
<b>CAPÍTULO 33</b> .....	<b>513</b>
ANÁLISE DA VIABILIDADE TÉCNICA DA ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS TROPICAIS COM UTILIZAÇÃO DE FINOS DE PEDREIRA .....	513
<b>CAPÍTULO 34</b> .....	<b>527</b>
MONITORAMENTO CONTÍNUO EM AMBIENTES SUBTERRÂNEOS.....	527
<b>CAPÍTULO 35</b> .....	<b>541</b>
EXECUÇÃO DE ESTABILIZAÇÃO DE ENCOSTA COM CONCEITO SUSTENTÁVEL NA CIDADE DO SALVADOR-BA, FAZENDO USO DA TÉCNICA DE SOLO GRAMPEADO COM FACE VERDE.....	541
<b>CAPÍTULO 36</b> .....	<b>552</b>
PREVENÇÃO DE EROÇÃO COSTEIRA POR MEIO DE CONTENÇÃO POR ENROCAMENTO: ESTUDO DE CASO NA PRAIA DO MEIO EM NATAL/RN .	552

<b>CAPÍTULO 37</b> .....	<b>569</b>
CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA DA ENCOSTA “ALTO DE SANTA TEREZA” EM RECIFE / PE .....	569

# Capítulo 1

## ESTUDO DA CAPACIDADE DE SUPORTE DA ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS PARA PAVIMENTAÇÃO RODOVIÁRIA

*Haikel Baganem Busgaib Gonçalves (UFC)*

*José Breno Ferreira Quariguasi (UFC)*

*Francisco Heber Lacerda de Oliveira (UFC)*

*Marcos Fábio Porto de Aguiar (UFC)*

**Resumo:** Dada a importância da pavimentação rodoviária nas atividades necessárias da sociedade e diante de um cenário não muito distante em que será preciso encontrar materiais que possam viabilizar as obras viárias, este artigo tem como objetivo analisar a utilização de fibras de polipropileno, cal hidratada e cimento Portland, misturados aos solos, em obras rodoviárias. Para tanto, foi coletado um solo na Região Metropolitana de Fortaleza e, em seguida foram realizados ensaios de laboratório, tais como compactação e Índice de Suporte Califórnia, e, assim, fazer comparações entre as diferentes misturas de materiais e o solo *in natura* de caráter areno-argiloso. Percebeu-se que as misturas de solo, fibras e cimento apresentaram os melhores aumentos de capacidade de suporte; já as amostras com cal foram melhores quanto a estabilização da expansão volumétrica. Porém, todas as misturas analisadas proporcionaram alguma melhoria ao solo estudado.

**Palavras-chave:** Pavimentação, Solo, Fibras, Cal, Cimento.

## 1. INTRODUÇÃO

A pavimentação rodoviária é um elemento importante quando se trata da infraestrutura de transportes. Desde a civilização egípcia, segundo Saunier (1936, *apud* Bernucci *et al.*, 2008), tem-se registros do uso da pavimentação para o transporte de cargas. Porém, foi atribuída ao Império Romano a arte maior do planejamento e construção viária, com um sistema robusto construído com elevado nível de critério técnico. De acordo com Hagen (1955, *apud* Bernucci *et al.*, 2008), os romanos exploraram a pavimentação para fins militares, facilitando o deslocamento das tropas para manter e ampliar seu território.

Atualmente, a população mundial enfrenta dificuldades para encontrar formas sustentáveis de executar as suas construções. Para poder aproveitar melhor as áreas de ocupação disponíveis ou por motivos econômicos, surge a necessidade de reforçar solos com baixa capacidade de suporte.

O reforço pode ser entendido como uma melhoria das características do solo por meio de processos físicos ou químicos. Essas técnicas podem ser aplicadas com a adição de cimento Portland, de materiais geossintéticos, tais como as fibras de poli tereftalato de etileno, sisal e polipropileno, além das raspas de pneus e de aditivos (químicos e orgânicos).

A aplicação da fibra de polipropileno é amplamente estudada em concretos estruturais. Segundo Dobbin Junior e Rocha (2011), essas fibras demonstraram-se eficazes em proporcionar aos concretos, mesmo após o aparecimento das primeiras fissuras e ruptura, uma capacidade de resistir ao carregamento deformando-se e mantendo a sua capacidade de suporte. Tal feito é essencial para um acréscimo de segurança em estruturas de concreto como pontes, túneis e edificações em geral.

Já a adição de cimento ao solo é um método definido pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT, 2006) como um estabilizante químico, tornando-o menos sensível aos efeitos da água e diminuindo a sua plasticidade.

Para Rosa (2009), a cal é um dos estabilizantes de maior utilização e abundância, bem como o mais econômico usado para estabilização de solos, com aplicação em pavimentação e aterros. A sua eficiência foi comprovada através de vários estudos sobre a utilização da cal no melhoramento de solo para pavimentação, apresentando bons resultados em relação a sua capacidade de suporte e na redução de recalques.

Diante do exposto, este artigo tem como objetivo analisar a influência na capacidade de suporte de misturas de um solo misturado com fibras de polipropileno, cal hidratada e cimento Portland como reforço em um solo para uso em camadas de pavimentação rodoviária. Para tanto, utilizou-se como

comparativo pesquisa iniciadas por Lima Neto (2016) e, assim, realizar análises entre solo in natura, solo com fibra, solo com fibra e cal e solo com fibra e cimento.

## 2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

O reforço de solos com fibras é uma técnica há muito conhecida e empregada pelo homem. As muralhas da Mesopotâmia (1400 a.C.), existentes ainda hoje, foram construídas empregando-se camadas intercaladas de solo e mantas de raízes. Indícios do emprego desta técnica também são encontrados em partes da Grande Muralha da China e em estradas construídas pelos Incas, no Peru, através do emprego de lã de lhama como reforço. Uma das aplicações que mais se aproxima de um geossintético dos dias atuais foi a utilização de mantas de algodão pelo Departamento de Estradas da Carolina do Sul – EUA, em 1926, como reforço de camadas asfálticas em pavimentos (PALMEIRA, 1992). Segundo Casagrande (2001), a compreensão do mecanismo de interação matriz-reforço e da parcela de contribuição de cada uma das fases no comportamento do material compósito como um todo é fundamental para a definição do tipo e da quantidade de fibra a ser empregado. Esta definição dependerá fundamentalmente das características da matriz a ser reforçada e das características desejadas do material compósito resultante.

McGown *et al.* (1978) procurando compreender a interação entre solo e fibra, estabeleceu uma analogia entre o elemento de reforço de solo e uma estaca cravada, Figura 1. Em sistemas de estacas pode-se existir estacas comprimidas ou tracionadas, dependendo das forças externas aplicadas a estas. As estacas, por sua vez, induzem deformações ao solo.

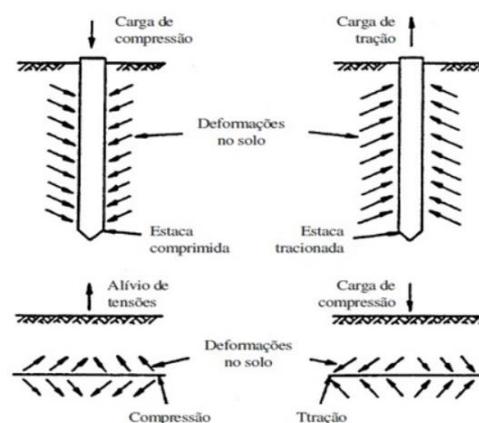


Figura 1. Comparação de estaca com elemento de reforço de solo. (McGown *et al.*, 1978)

## 3. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste tópico estão descritos os materiais e os métodos utilizados nesta pesquisa.

### 3.1 SOLO UTILIZADO

O solo analisado foi recolhido de uma jazida localizada próxima da Av. Eta Gavião, em Itaitinga, na Região Metropolitana de Fortaleza (RMF), estado do Ceará. Também pode ser localizado através das coordenadas 3° 52' 43" S / 38° 32' 20" O. A extração do material foi feita com aproximadamente três metros de profundidade, sendo retirados cerca de 400 kg de solo. A amostra possui uma coloração variegada com predominância do vermelho, além da presença de torrões e pedregulhos.

O ensaio de granulometria foi feito conforme a ABNT (1984a). Já os ensaios de Limites de Liquidez e Plasticidade foram realizados de acordo com a ABNT (1984b; 1984c). Estes ensaios foram realizados para fazer a classificação do solo pelo *Transportation Research Board* (TRB), que resultou em A-2-4, ou seja, um solo arenoso com presença de pedregulhos. A Figura 2 e a Tabela 1 apresentam o resumo granulométrico do ensaio realizado.

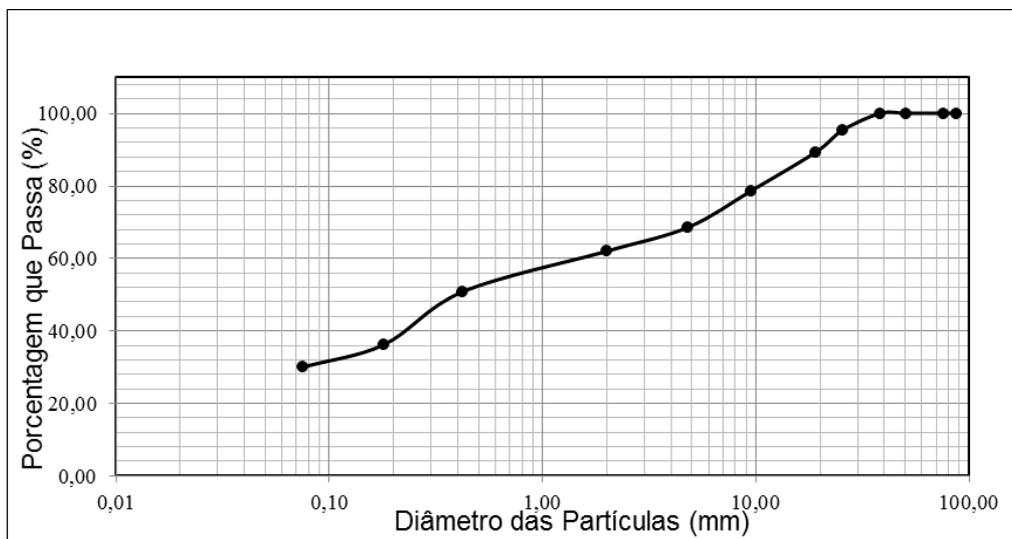


Figura 2. Resultado do ensaio de granulometria por peneiramento.

Tabela 1. Resumo granulométrico do solo.

Pedregulho >2,00mm)	38,06%
Areia Grossa (2,00-0,42mm)	11,25%
Areia Fina (0,42-0,075mm)	20,81%
Silte, Argila (<0,075mm)	29,88%
Total	100,00%

O solo apresentou um Limite de Liquidez (LL) de 31,5%, Limite de Plasticidade (LP) de 23,77% e Índice de Plasticidade (IP) de 7,73%.

O ensaio de Compactação foi realizado conforme a ABNT (1986), com energia intermediária (26 golpes por camada). Com isso, foi possível a elaboração da curva de compactação, em que se encontrou uma umidade ótima do solo de 14,5% e o peso específico aparente seco máximo de 1,980  $\text{gf/cm}^3$ , conforme demonstrado na Figura 3.

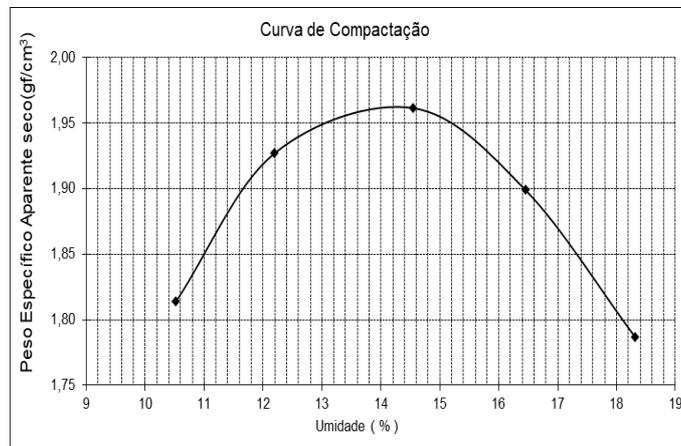


Figura 3. Curva de compactação solo in natura.

(a)

O ensaio de Índice de Suporte Califórnia (ISC) ou (*California Bearing Ratio* CBR), tem como finalidade conhecer a capacidade de suporte do solo e sua expansão volumétrica. O ensaio foi realizado conforme a norma DNER 049/94, em que se deve compactar uma amostra de solo utilizando a umidade ótima, encontrada no ensaio de compactação. Foram feitos três corpos de prova para o solo *in natura*, cujos resultados são apresentados na Tabela 2. Ressalta-se que o valor de 31% foi desconsiderado, uma vez que é muito divergente dos demais e o mesmo pode estar associado a erros durante a execução do ensaio.

Tabela 2 Resultados de ISC para o solo in natura

CP	ISC (%)	Expansão (%)
1	19	0,24
2	21	0,25
3	31	0,21

## 3.2 FIBRA DE POLIPROPILENO

Foram utilizadas fibras de polipropileno de comprimento de 24 mm e diâmetro de 18 um em seção circular, apresentando área de superfície específica de 244 m<sup>2</sup>/kg. Alguns dados adicionais de propriedades físicas e mecânicas estão presentes na Tabela 3.

Tabela 3. Características da fibra (Maccaferri, 2008).

Propriedades Físicas	
Diâmetro	8 µm
Seção	circular
Comprimento	24 mm
Alongamento	80%
Matéria-prima	polipropileno
Peso Específico	0,91 g/cm <sup>3</sup>
Propriedades Mecânicas	
Temperatura de fusão	160 °C
Temperatura de ignição	365 °C
Resistência á tração	300 MPa
Módulo de Young	3000 MPa

## 3.3 CAL HIDRATADA

Nesta pesquisa utilizou-se a cal hidratada do tipo CH-I. A escolha deveu-se por ser considerada a de maior pureza (92,5%) e qualidade. Este material possui uma densidade de 2,7 g/cm<sup>3</sup>, umidade inferior ou igual a 2,0% e densidade aparente de 0,55 a 0,65 g/cm<sup>3</sup>, segundo Carbomil (2016).

Para a dosagem da cal foi utilizada como referência os estudos de Lopes Júnior (2007). Utilizou-se a quantidade mínima de cal, de 1,0%, para modificação de solos considerados pedregulho argiloso bem graduado, conforme a Tabela 4.

Tabela 4. Dosagem da cal (Lopes Júnior, 2007).

Tipo de solo	Teor de cal (%)
	Para modificação
Pedra finamente britada	2 a 4
Pedregulho argiloso bem graduado	1 a 3
Areias	Não recomendado
Argila arenosa	Não recomendado
Argila siltosa	1 a 3
Argilas	1 a 3
Solos orgânicos	Não recomendado

### 3.4 CIMENTO PORTLAND

Devido à sua capacidade de adquirir propriedades de resistência e deformabilidade favoráveis em curto espaço de tempo, optou-se pelo uso do cimento Portland de alta resistência inicial (ARI) Tipo CP V ARI RS.

Essa propriedade do cimento foi importante para que se pudesse verificar algum possível aumento na capacidade de suporte do compósito, já que o ensaio de ISC leva quatro dias para ser realizado, enquanto os cimentos de forma geral demoram cerca de 28 dias para adquirir a sua resistência máxima. Como é mostrado na Figura 4, o CP V consegue obter maiores resistências à compressão que os demais cimentos após 3 ou 4 dias de seu preparo.

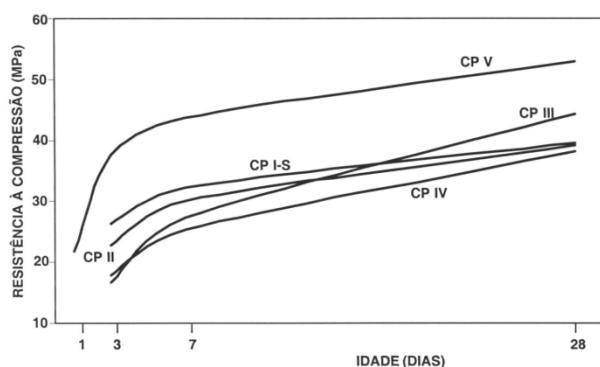


Figura 4. Evolução de resistência à compressão dos tipos de cimento Portland.

A porcentagem de cimento analisada neste trabalho é equivalente a 2% da massa seca da amostra de solo. Essa porcentagem foi escolhida pois, segundo DNIT (2006), as porcentagens entre 2% e 4%

garantem que a camada seja considerada como flexível, denominando, assim, o compósito como solo adicionado de cimento.

## 3.5 MÉTODOS

Nesta pesquisa foram realizados ensaios de Compactação e de Índice de Suporte Califórnia em um determinado solo adicionado de 1,0% e 2,0% de fibra de polipropileno e 1,0% de cal, também foram realizados ensaios com solo-cimento, teor de 2,0%, e com fibra de polipropileno nos teores de 0,5% e 1,0% mais 2,0% de cimento. Ressalta-se que as fibras de polipropileno foram distribuídas de forma aleatória nos corpos de prova. Com os resultados, foram feitas análises comparativas com solo in natura e solo adicionado de 0,5%, 1,0% e 2,0% de fibra, dados obtidos de pesquisa de Lima Neto (2016).

## 4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste tópico estão descritos os resultados e as discussões sobre a pesquisa.

### 4.1 SOLO E FIBRAS DE POLIPROPILENO

De acordo com os resultados obtidos por Lima Neto (2016), quando adicionado fibra ao solo houve um aumento considerável da resistência em relação ao solo in natura. É importante salientar que o valor de ISC de 31% para o solo in natura foi descartado por ser muito divergente dos demais, para tanto considerou-se o ISC de 21%. Conforme mostrado na Tabela 5.

Tabela 5. Resumo do ensaio de ISC para solo e fibra.

Teor de fibra (%)	ISC (%)	Expansão (%)
0,0	21	0,24
0,5	29	0,23
1,0	31	0,05
	31	0,08
2,0	33	0,32
	36	0,28

### 4.2 SOLO, FIBRAS DE POLIPROPILENO E CAL HIDRATADA

Os resultados dos ensaios de compactação realizados com fibras apresentaram pouca diferença quando comparado ao solo *in natura*, como mostrado na Tabela 6. No entanto, percebe-se uma pequena tendência de diminuição no peso específico aparente seco máximo e na umidade ótima à

medida que aumenta-se o teor de fibra. Porém, para efeitos comparativos, optou-se pelo mesmo método adotado por Lima Neto (2016) em que foi considerado os resultados de compactação do solo *in natura* para a realização do ensaio de ISC.

Tabela 6. Resumo do ensaio de compactação.

Teor de fibra (%)	Peso Específico Aparente Seco Máximo (gf/cm <sup>3</sup> )	Umidade Ótima (%)
Solo <i>in natura</i>	1,98	14,5
Solo + 0,5% de fibra	1,93	14,2
Solo + 1,0% de fibra	1,90	13,2
Solo + 1,0% de cal	1,909	17,3
	1,887	16,7

Vale ressaltar, também, que foram utilizados dois modos de homogeneização nas pesquisas de Lima Neto (2016), em que no primeiro modo adicionava-se fibra ao solo e depois se homogeneizava com água, já no segundo modo, o solo era misturado com água e em seguida homogeneizado com fibra. De acordo com os resultados encontrados, o segundo modo de homogeneização demonstrou ser mais eficiente. Portanto, esta pesquisa foi executada utilizando o segundo modo de homogeneização.

Para os ensaios de ISC com a mistura de solo, fibra e cal, em que foram utilizados primeiramente 1,0% de fibra e 1,0% de cal, os resultados apresentaram aumento de resistência se comparado ao solo *in natura*, porém houve uma pequena redução na resistência se comparado à mistura solo e 1,0% de fibra. Para a mistura solo, fibra e cal utilizando as porcentagens de 2,0% de fibra e 1,0% de cal os resultados apresentados foram melhores, uma vez que houve aumento de resistência em comparação ao solo *in natura* e à mistura solo e 2,0% de fibra. A expansão volumétrica dos ensaios realizados com solo, fibra e cal foi menor do que em relação ao solo *in natura*. A mistura solo e fibra apresentou aumento de expansão quando se aumentou o teor de fibra de 1,0% para 2,0%, mas não há aumento de expansão quando se adicionou cal à mistura. A Tabela 7 expressa os resultados do ISC obtido com solo, fibra e cal, foram feitos 3 corpos de prova para as duas misturas.

Tabela 7. Resumo do ensaio de ISC para a mistura solo, fibra e cal

Teor de fibra e cal	ISC (%)	Expansão (%)
	28	0,11
1,0% fibra + 1,0% cal	61	0,12
	27	0,11
2,0% fibra + 1,0% cal	40	0,12
	42	0,12
	46	0,13

O valor de ISC igual a 61% foi descartado por ser muito divergente dos demais, portanto pode estar associado a erros na execução do ensaio. De acordo com os resultados, pode-se perceber que a cal reagiu melhor na presença de um teor maior de fibra.

### 4.3 SOLO, FIBRAS DE POLIPROPILENO E CIMENTO PORTLAND

Devido ao cimento tratar-se de um material granular, espera-se uma alteração nos parâmetros de compactação da amostra. O solo melhorado com cimento possui uma umidade ótima de 14%, adquirindo um peso específico aparente seco de aproximadamente 2,05g/cm<sup>3</sup>.

Em seguida foram realizados os ensaios de ISC, conforme exposto na Tabela 8 e na Figura 5.

Tabela 8. Resultados dos ensaios de ISC para Solo, cimento e fibra.

Cimento	Fibra	ISC (%)	Expansão (%)
2,0%	0,0%	116	0,26
2,0%	0,5%	120	0,25
2,0%	1,0%	147	0,29



Figura 5. Corpo de prova com cimento e fibra.

## 4.4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

A Figura 6 mostra um comparativo entre as curvas de compactação obtidas através dos ensaios realizados com solo *in natura*, solo misturado com cal e solo com cimento.

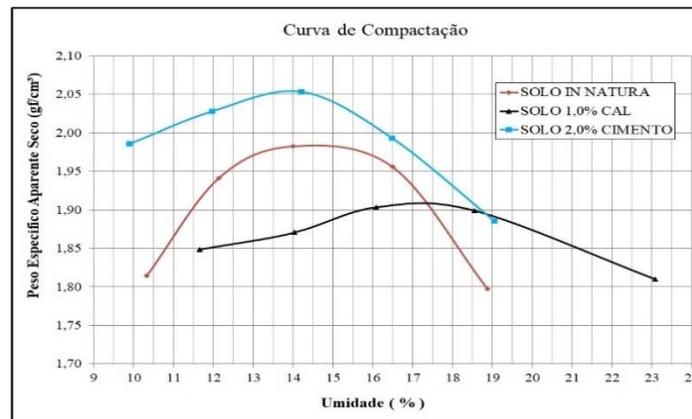


Figura 6. Comparativo entre as curvas de compactação.

Percebe-se que o solo *in natura* apresentou a maior variação em seu peso específico aparente seco quando adicionado água, se comparado às demais misturas. Contudo, o solo misturado ao cimento foi o corpo de prova que apresentou o maior peso específico aparente seco dentre as misturas analisadas. Já o solo misturado de cal apresentou a maior variação de umidade dentre os materiais estudados.

A Figura 7 mostra a relação entre a tensão e o deslocamento provenientes dos resultados de ISC, fazendo um comparativo entre o solo *in natura*, o solo com fibra, o solo com fibra e cal e o solo com fibra e cimento. Percebe-se que as misturas adicionadas de cimento apresentaram tensão significativamente mais elevada do que os demais materiais, principalmente quando analisado o corpo de prova ensaiado com 2,0% de cimento e 1,0% de fibra de polipropileno. Contudo, verifica-se que todos os materiais estudados proporcionaram aumento de resistência ao solo *in natura*, pois as misturas com solo e fibra e, também, as misturas com solo, fibra e cal apresentaram aumento de capacidade de suporte. Os corpos de provas analisados com a cal apresentaram comportamento de tensão x deslocamento semelhante aos demais, com exceção dos materiais com cimento, porém com uma resistência um pouco superior ao solo adicionado de fibra e significativamente melhor ao solo *in natura*.

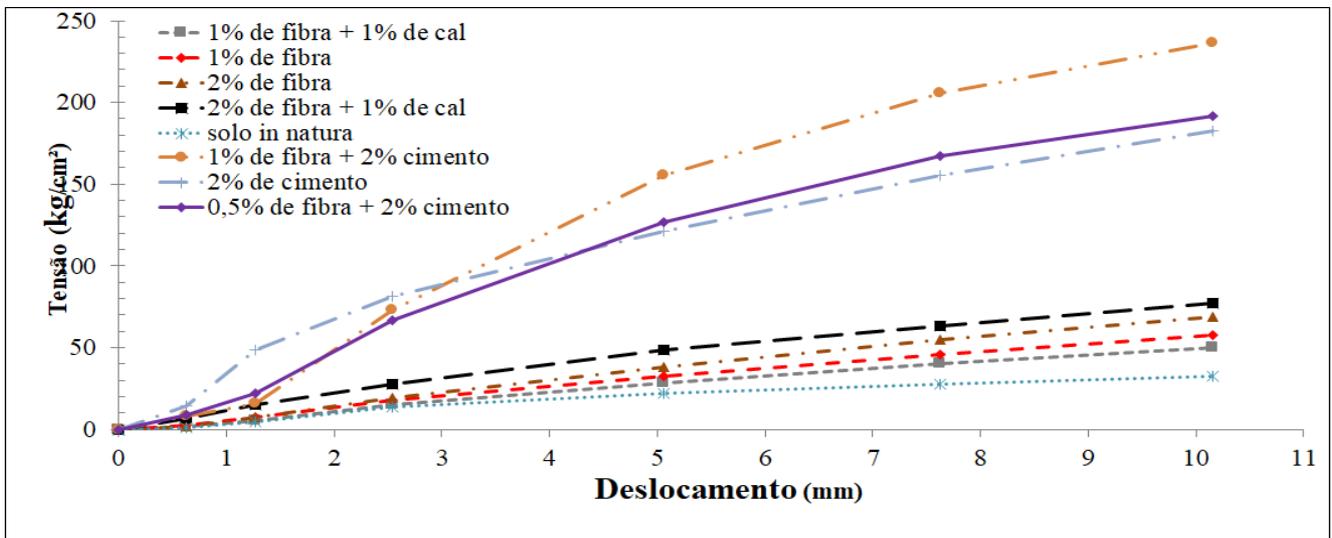


Figura 7. Relação Tensão (kg/cm<sup>2</sup>) x Deslocamento (mm)

Analisando os resultados quanto à expansão volumétrica, percebe-se que a cal proporcionou certa estabilização, pois houve um aumento da expansão quando se observa os corpos de prova com 1,0% e 2,0% de fibra, e esse comportamento não foi observado quando se adicionou cal, embora, inicialmente, a mistura de solo, fibra e cal tenha sido um pouco superior ao solo com fibra. As misturas com cimento, em geral, apresentaram expansões superiores aos demais corpos analisados, com exceção do material solo com 2,0% de fibra, que foi o material com maior expansão observada. A Figura 8 expressa o comparativo dos dados analisados.

## 5. CONCLUSÕES

As misturas analisadas trouxeram benefícios ao solo estudado, principalmente quanto ao aumento da capacidade de suporte proporcionado pelo cimento Portland e pela fibra. Contudo, apesar da cal hidratada e a fibra não melhorarem a resistência tanto quanto as misturas com cimento, elas ainda propiciaram uma resistência superior ao solo *in natura*, assim como, também, estabilizou a expansão volumétrica.

Destaca-se que a cal apresentou resultados mais satisfatórios quando adicionado de mais fibras, (2,0%), do que a quantidade inicial de 1,0%. Haja vista que seu ISC aumentou significativamente. Porém, salienta-se que apenas os corpos de prova com cimento atingiram o Índice de Suporte Califórnia superiores a 100%.

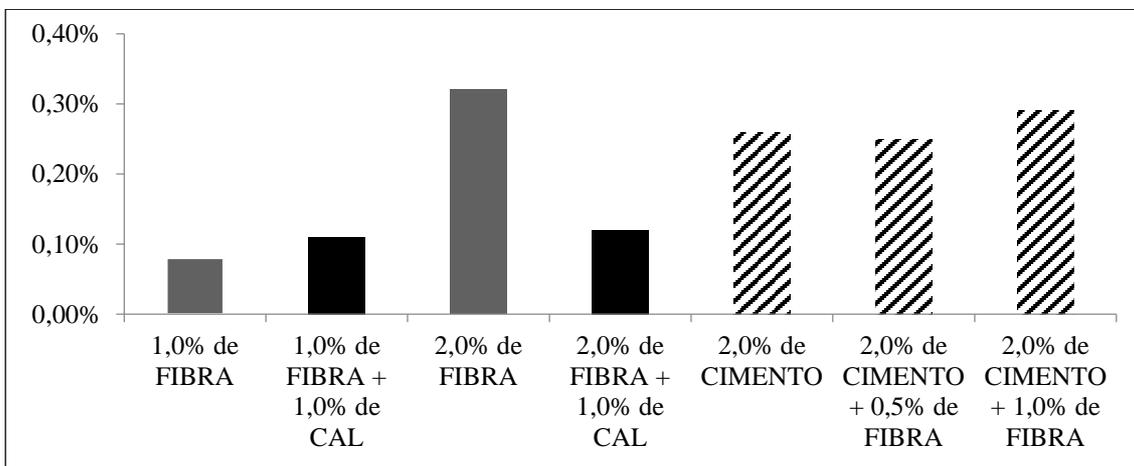


Figura 8. Comparativo da expansão volumétrica entre as misturas.

## REFERÊNCIAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT.NBR-7181 (1984a): Análise granulométrica. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT.NBR-6459 (1984b): Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT.NBR-7180 (1984c): Determinação dos limites de Atterberg. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT.NBR-7182 (1986): Solo – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro.

Bernucci, L. B., Mota, L. M. G., Ceratti, J. A. P. e Soares, J. B. (2008) Pavimentação Asfáltica. Formação Básica para Engenheiros. Petrobras. Abeda, Rio de Janeiro.

Carbomil. (2016) dados da cal: acesso em 9 de outubro de 2016. <http://www.carbomil.com.br/portfolio-item/cal-hidratada-ch-i/> Casagrande, M. D. T. (2001) Estudo do comportamento de um solo reforçado com fibras de polipropileno visando o uso como base de fundações superficiais. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1994) – DNER-ME 049. Solos – determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas. Rio de Janeiro.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2006) - DNIT. Manual de Pavimentação. Rio de Janeiro.

Dobbin Júnior, E. S.; Rocha, L. F. S. (2011). Estudo de concreto com adição de fibra de polipropileno para controle da fissuração. TCC – Curso de Engenharia Civil, Universidade da Amazônia. Belém.

Lima Neto, P. S. (2016). Utilização de fibras de polipropileno como reforço em solo para pavimentação rodoviária. Trabalho de conclusão de curso, Universidade de Fortaleza. Fortaleza.

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

Maccaferri (2008). FibroMac 24: Fibras para Reforço do Concreto. Jundiaí, São Paulo.

McGown, A.; Andrawes, K. Z.; Al-Hasani, M. M. (1978) Effect of inclusion properties on the behavior of sand. *Geotechnique*, London, v.28, n.3, p.327-346.

Palmeira, E. M. (1992). Geossintéticos: tipos e evolução nos últimos anos. In: *Seminário sobre Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia*. Geossintéticos 92. Brasília, p.1-12.

Rosa, A. D. (2009). Estudo dos parâmetros-chave no controle da resistência de misturas solo-cinza-cal. 198 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

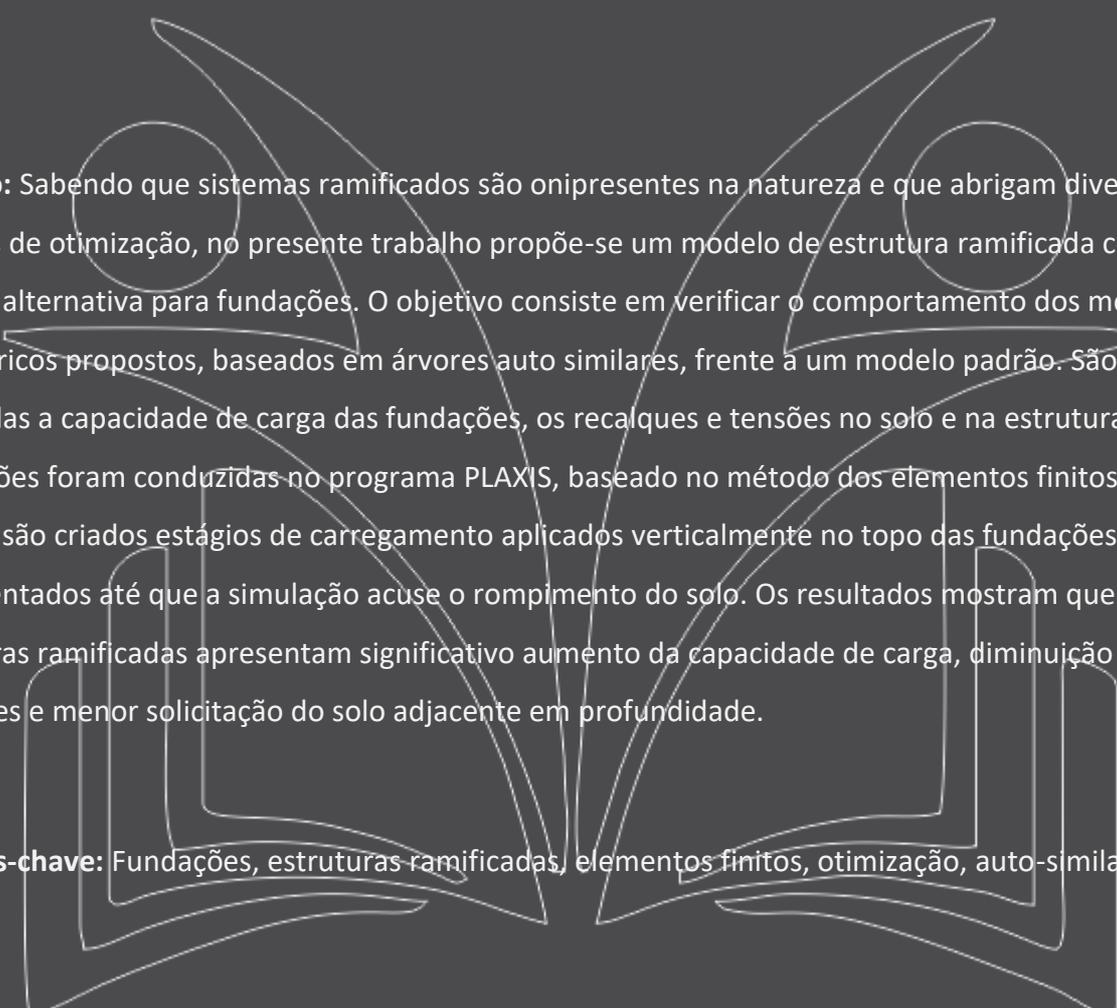
# Capítulo 2

## ESTRUTURAS RAMIFICADAS COMO SOLUÇÃO ALTERNATIVA PARA FUNDAÇÕES

*Lucas Teotônio de Souza (UFRJ)*

*Illa Beghine Soncin (UFRJ)*

*Marcelo Miranda Barros (UFRJ)*



**Resumo:** Sabendo que sistemas ramificados são onipresentes na natureza e que abrigam diversos padrões de otimização, no presente trabalho propõe-se um modelo de estrutura ramificada como solução alternativa para fundações. O objetivo consiste em verificar o comportamento dos modelos geométricos propostos, baseados em árvores auto similares, frente a um modelo padrão. São analisadas a capacidade de carga das fundações, os recalques e tensões no solo e na estrutura. As simulações foram conduzidas no programa PLAXIS, baseado no método dos elementos finitos. Na análise, são criados estágios de carregamento aplicados verticalmente no topo das fundações, sendo incrementados até que a simulação acuse o rompimento do solo. Os resultados mostram que as estruturas ramificadas apresentam significativo aumento da capacidade de carga, diminuição dos recalques e menor solicitação do solo adjacente em profundidade.

**Palavras-chave:** Fundações, estruturas ramificadas, elementos finitos, otimização, auto-similaridade.

## 1. INTRODUÇÃO

Os elementos de fundação são de fundamental importância para a segurança e o desempenho de estruturas em geral, uma vez que são responsáveis por transferir os esforços da superestrutura ao terreno (Velloso e Lopes, 2010). Em um projeto de fundações, além dos requisitos de resistência e durabilidade, a otimização dos recursos empregados é uma das premissas básicas para a concepção do mesmo. Em função do tipo de obra e características do substrato onde está será implantada, faz-se a escolha da solução de fundação mais adequada.

Sistemas ramificados são onipresentes na natureza, sendo evidenciado em árvores, pulmões, sistemas cardiovasculares, etc (Harris, T.E., 2002) (Fleury, V. et al. 2001). Isto posto, o presente trabalho aborda a comparação entre duas estruturas de fundação ramificadas e uma fundação por estaca de mesmo volume.

A geometria proposta é composta de elementos de diferentes tamanhos organizados hierarquicamente, unidos de maneira que o elemento maior sustenta os elementos menores, que são maiores que outros e os sustentam. Quando todas as ordens vizinhas se relacionam da mesma maneira, estas são denominadas auto-similares (Barros e Bevilacqua, 2015). Isto é, os parâmetros de crescimento/decrescimento são constantes para todas as ordens. Essas proporções ditam o tamanho e o diâmetro de cada ramo filho em relação ao seu pai, bem como a quantidade de filhos de cada pai (Souza e Barros, 2016).

Sabendo que a natureza abriga padrões de ramificação com diversas ordens e que estes são otimizados, são concebidas duas estruturas ramificadas: com duas e três ordens. Assim, compara-se a capacidade de carga, recalques e tensões dos três modelos avaliados neste estudo.

## 2. MODELO GEOMÉTRICO

### 2.1 DEFINIÇÕES

O padrão de ramificação proposto é baseado em árvores auto-similares, tal como definido em Souza e Barros (2016). Em resumo, o modelo é governado pelos seguintes parâmetros geométricos: quantidade de filhos  $b$  de cada ramo pai, proporções de comprimento  $\lambda$  e de diâmetro  $d$  entre os ramos pai e filho, que são válidas por toda a extensão. Estas são as proporções de ramificação, comprimento e diâmetro, nessa ordem. Ressalta-se que, se  $\lambda$  é igual a  $d$ , diz-se que o sistema possui similaridade geométrica entre os elementos, isto é, embora os elementos de ordens diferentes possuam tamanhos diferentes, estes manterão o mesmo formato em todas as ordens.

Uma estrutura particular é definida determinando-se o número de ordens  $n$  do sistema. No presente trabalho,  $n$  assume os valores 1, 2 e 3, caracterizando as situações sem ramificação, com duas e três ordens  $k$ , respectivamente. Sem perda de generalidade, admite-se que o diâmetro do primeiro elemento de ambas as estruturas seja igual ao da estaca de fundação (doravante modelo padrão),  $d_0$ , fig. 1.

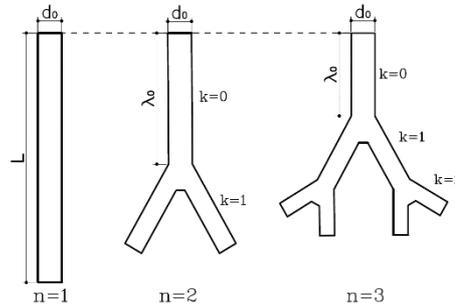


Figura 1. Exemplos padrão e ramificados com  $b = 2$ .

Como a premissa básica é conceber estruturas ramificadas com o mesmo volume do modelo padrão, o comprimento do progenitor,  $\lambda_0$ , é dado por (Souza e Barros, 2016):

$$\lambda_0 = L \left[ \sum_{k=0}^{n-1} \left( \frac{\gamma}{d^2} \right)^k \right]^{-1} \quad (1)$$

onde  $L$  é o comprimento do modelo padrão e  $\gamma = b/\lambda$ . Os comprimentos e diâmetros das demais ordens são obtidos pelas equações 2 e 3.

$$\lambda_{k+1} = \lambda_k / \lambda \quad (2)$$

$$d_{k+1} = d_k / d \quad (3)$$

## 2.2 ESTRUTURAS ANALISADAS

O modelo padrão escolhido possui dimensões  $L$  e  $d_0$  respectivamente iguais a 4,0 m e 0,4 m. Naturalmente, para definir uma estrutura ramificada específica, é necessário informar o ângulo de ramificação, ou seja, a inclinação de cada ramo filho em relação ao seu pai. Assim, este ângulo foi adotado como  $30^\circ$  para todas as ordens. Obedecendo a condição de volume constante, foram adotados os parâmetros que governam o sistema e definidas as dimensões das estruturas com uma ramificação, tab. 1, e duas ramificações, tab. 2. Ressalta-se que foi obedecida a condição de resistência mecânica, dada por  $\lambda_0 \neq 0$  (Souza e Barros, 2016), e similaridade geométrica.

Tabela 1. Parâmetros do sistema e dimensões dos elementos para estrutura com uma ramificação.

Parâmetros		Dimensões		
b	2	Ordem - k	Comp. (m)	Diam. (m)
$\lambda = d$	1,26	0	2,00	0,40
n	2	1	1,59	0,32

Tabela 2. Parâmetros do sistema e dimensões dos elementos para estrutura com duas ramificações.

Parâmetros		Dimensões		
b	2	Ordem - k	Comp. (m)	Diam. (m)
$\lambda$	1,26	0	1,33	0,40
d	1,26	1	1,06	0,32
n	3	2	0,84	0,25

Para facilitar a visualização, as dimensões das estruturas são apresentadas na fig. 2. Nota-se que à medida que a quantidade de ramificações cresce, diminui-se o alcance, ou seja, a profundidade atingida pelas fundações é menor. Além disso, nas regiões de ramificação é colocado um patamar de 15 cm para evitar a concentração de tensões.

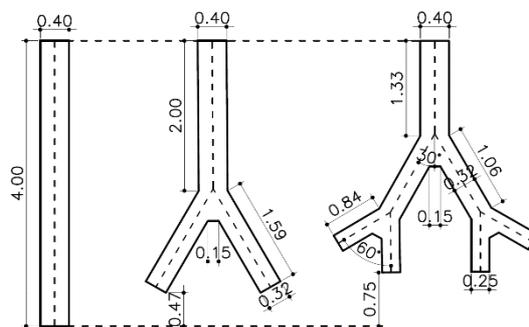


Figura 2. Dimensões dos modelos de fundação.

### 3. MODELAGEM DAS ESTRUTURAS

Os mecanismos de falha, a capacidade de carga e os recalques em fundações possuem considerável complexidade. A análise numérica envolvendo o Método dos Elementos Finitos (MEF) oferece a possibilidade de prever esses comportamentos, trabalhando inclusive na interação solo-estrutura (Lee et al, 2002). Assim, utilizou-se o software PLAXIS 2D versão 8 para a modelagem das fundações e obtenção dos resultados de interesse.

## 3.1 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS CONSTITUINTES

Como o objetivo da presente análise reside na comparação entre as respostas dos modelos concebidos, foi adotada uma única camada de solo argiloso da biblioteca do PLAXIS, a saber o “Lesson 2 – Clay”, em condição não drenada, tab. 3. O modelo constitutivo do solo adotado é o elastoplástico com critério de falha de Mohr-Coulomb, por ser amplamente utilizado em conjunto com o método dos elementos finitos em engenharia geotécnica, devido à sua simplicidade e suficiente precisão.

Tabela 3. Propriedades do solo

Parâmetro	Valor assumido
$E_{ref}$ , $E_{oed}$ (kN/m <sup>2</sup> )	1,000E+04 ; 1,605E+04
$G_{ref}$ (kN/m <sup>2</sup> )	3003,7
$\gamma_{unsat}$ , $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	16,00 ; 18,00
$C_{ref}$ (kN/m <sup>2</sup> )	5,000
$\phi(^{\circ})$ , $u$	25,00 ; 0,35

O material das estruturas de fundação é o concreto armado, com modelo constitutivo do tipo linear elástico, tab. 4. É selecionada a condição drenada, devido à baixa permeabilidade deste em relação ao solo em seu entorno.

Tabela 4. Propriedades do concreto armado

Parâmetro	Valor assumido
$E_{ref}$ (kN/m <sup>2</sup> )	2,00E+07
$G_{ref}$ (kN/m <sup>2</sup> )	8,33E+06
$\gamma_{unsat}$ , $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	25,00 ; 25,00
$u$	0,20

## 3.2 CONTATO SOLO-FUNDAÇÃO

O comportamento do contato na interface solo-estrutura inclui mecanismos de transferência de carga, tanto na direção normal como tangencial. A força normal é transferida apenas quando a fundação e o solo estão sob a ação de uma força, caso contrário, é nula. O comportamento tangente pode variar de

contato áspero, com nenhum deslizamento relativo entre o solo e a fundação, para contato liso, onde pode ocorrer deslizamento relativo entre os materiais.

O contato entre estes dois casos ideais, é considerado pelo modelo de atrito de Mohr-Coulomb construído no PLAXIS. Para representar a interação na interface, é prescrito o coeficiente de atrito,  $\mu = \tan \phi$ , e um parâmetro  $R_{inter} = 0,70$ , representando 70 % do coeficiente de atrito solo-solo.

### 3.3 MODELO NUMÉRICO

A análise realizada ocorre em domínio bidimensional, com as dimensões iguais a  $15D$  em largura e  $(L + 7,5D)$  em profundidade, em que  $D$  e  $L$  são, respectivamente, o diâmetro e o comprimento do modelo padrão, cujos valores são  $0,40$  m e  $4,00$  m. Esses tamanhos foram tomados visando reduzir o efeito de fronteira em resultado numérico, ou seja, a interferência nos valores oriunda de pequenas dimensões do solo. As condições de contorno nas fronteiras do solo permitem o deslizamento relativo na vertical (paredes laterais) e consideram engaste na base.

A malha considerada nos modelos em questão utiliza elementos triangulares para a delimitação dos pontos de análise, sendo selecionada a opção muito fina, para que seja empregado o máximo refinamento permitido, visando maior precisão nas respostas. Além disso, foi definida uma região de interação positiva e negativa no contato solo-estrutura, a fim de se permitir o deslizamento relativo.

Os modelos geométricos foram inseridos por meio das coordenadas dos pontos que delimitam o domínio de solo e as estruturas. As figuras 3, 4 e 5 apresentam os modelos estudados com as malhas empregadas na análise.

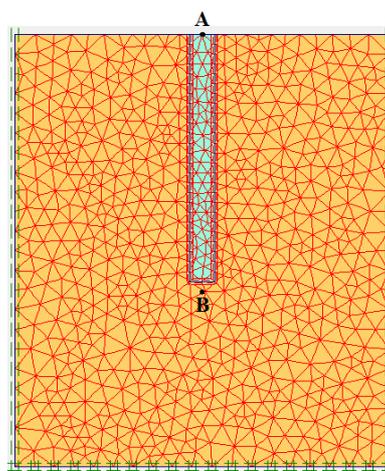


Figura 3. Malha do modelo padrão.

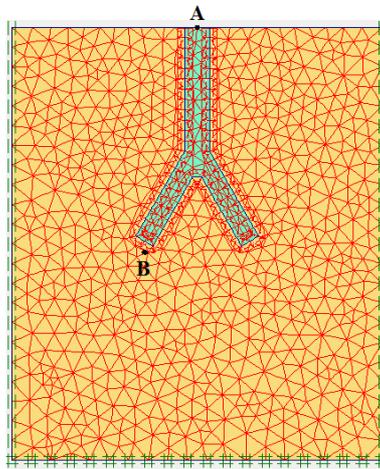


Figura 4. Malha do modelo de fundação com uma ramificação.

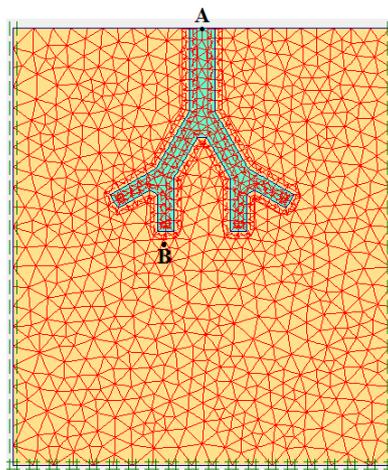


Figura 5. Malha do modelo de fundação com duas ramificações.

### 3.4 ESTÁGIOS DE CARREGAMENTO E PONTOS MONITORADOS

Para a determinação da carga de suporte foram criados estágios de carregamento, visando aumento gradativo da carga atuante. O primeiro deles é denominado “fase inicial”, correspondente à análise de deslocamentos, tensões e deformações dependentes apenas do peso próprio, levando em consideração a posição do nível de água (N.A.). Neste trabalho, o N.A. é considerado coincidente com a superfície do terreno.

Nas fases posteriores foram inseridos carregamentos distribuídos no topo da estrutura. A carga aplicada foi incrementada gradativamente até que a simulação acusasse o rompimento do solo. Feito isso, foi reajustado o acréscimo de carga para 5 kPa entre a fase de ruptura e a imediatamente anterior, obtendo-se assim uma precisão de 5 kPa para o valor do carregamento que deflagrou o término da análise e determinou a capacidade de suporte. Logo, no presente trabalho, a capacidade de suporte é a carga que, se somados 5 kPa a ela, a simulação irá acusar a ruptura generalizada do solo.

Sob a ação da carga de suporte, foram monitorados os deslocamentos no topo das estruturas (ponto A) e as tensões no solo ( $\sigma_1$ ,  $\sigma_3$  e  $\tau_{\text{máx}}$ ) imediatamente abaixo da fundação (ponto B), figs. 3 a fig. 5. O objetivo é traçar as curvas carga vs deslocamento vertical, importante para o projeto de fundações, e verificar a evolução das tensões principais em um ponto da região de ruptura do solo. As tensões  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  são valores de output do programa, enquanto a máxima tensão cisalhante é  $\tau_{\text{máx}} = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ , obtida pelo Círculo de Mohr.

## 4. RESULTADOS

Após a definição da geometria, atribuição dos materiais, inserção das condições de contorno do problema e determinada a posição do nível d'água, em uma etapa preliminar (que antecede a simulação propriamente dita), são geradas as poro-pressões e tensões efetivas do modelo. Estas são calculadas considerando-se a ação da gravidade, dada por  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ , e o peso específico da água, igual a  $10 \text{ kN/m}^3$ . Feito isso, inicia-se a análise com base nas cargas externas.

### 4.1 MODELO PADRÃO

O carregamento foi aplicado à estrutura de forma gradativa, como descrito na seção 3.4, até que o programa acusasse a ruptura do solo. Utilizando-se a margem de precisão de  $5 \text{ kN/m}^2$ , conclui-se que a capacidade de suporte para o modelo em análise é de  $280 \text{ kN/m}^2$ , provocando um deslocamento vertical da fundação de  $15,88 \text{ mm}$  para baixo. A fig. 6 apresenta os deslocamentos totais do modelo.

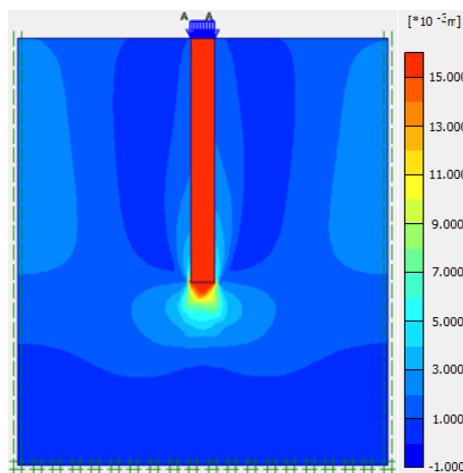


Figura 6. Deslocamentos totais: carga de  $280 \text{ kN/m}^2$ .

As tensões geradas no conjunto solo-estrutura após a aplicação do carregamento são apresentadas na fig. 7. A tensão total máxima obtida é -196,45 kPa, ocorrendo na porção de solo imediatamente abaixo da fundação, evidenciando que a ruptura do conjunto se deu no solo.

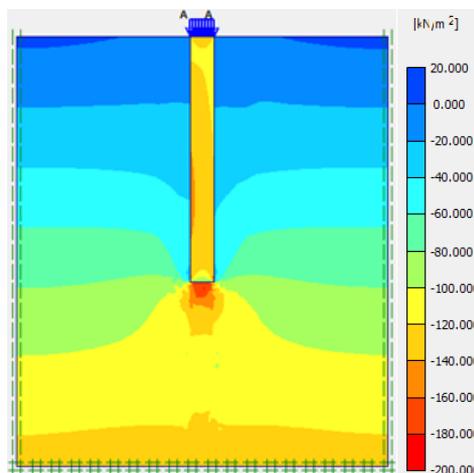


Figura 7. Tensões totais: carga de 280 kN/m<sup>2</sup>

A opção “curves” do PLAXIS possibilita monitorar a evolução dos deslocamentos e tensões dos pontos selecionados, itens 3.3 e 3.4. Assim, para a carga de suporte, 280 kN/m<sup>2</sup>, a fig. 8 apresenta o gráfico do deslocamento no topo do modelo padrão vs passos de carregamento. As tensões principais no solo abaixo da fundação em função do aumento de carga são mostradas na fig. 9.

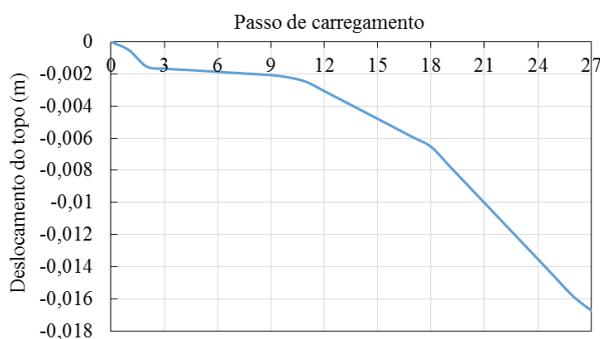


Figura 8. Deslocamento total no topo do modelo padrão vs passo de carregamento: carga de 280 kN/m<sup>2</sup>.

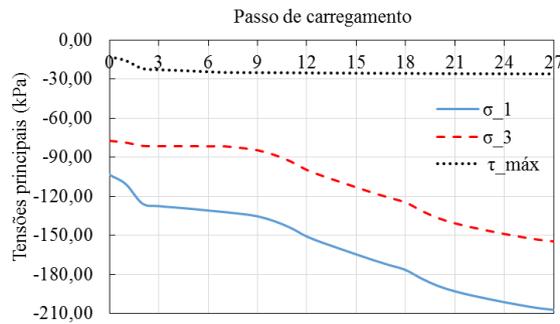


Figura 9. Tensões principais no solo abaixo do modelo padrão: carga de 280 kN/m<sup>2</sup>.

## 4.2 ESTRUTURA COM UMA RAMIFICAÇÃO

Inicialmente, a estrutura é carregada com 280 kPa, carga que levou o modelo padrão à ruptura. Observa-se que a estrutura ramificada não só suporta a carga em questão, como também apresenta uma redução considerável no deslocamento total máximo do conjunto (3,41 mm), evidenciando uma vantagem do modelo do ponto de vista de recalques, fig. 10.

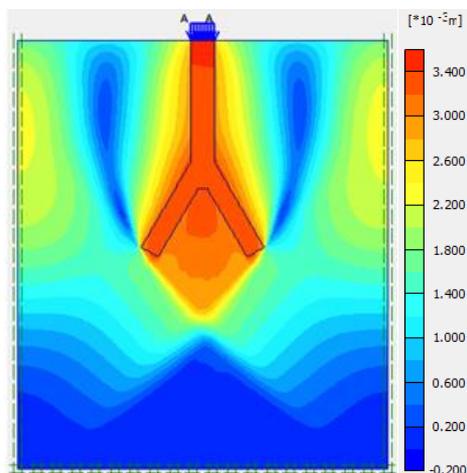


Figura 10. Deslocamentos totais da estrutura com uma ramificação: carga de 280 kN/m<sup>2</sup>.

Com relação às tensões que solicitam o conjunto solo-estrutura, é possível observar que a tensão máxima atuante é de 1280,0 kPa, ocorrendo na estrutura de fundação, ao contrário do modelo padrão. As máximas tensões no solo são da ordem de -200,00 kPa, fig. 11.

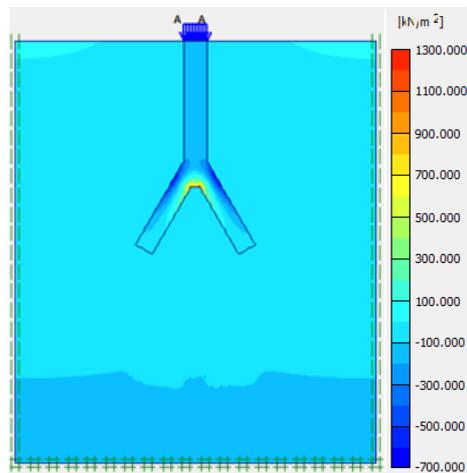


Figura 11. Tensões totais na estrutura com uma ramificação: carga de 280 kN/m<sup>2</sup>.

Em seguida, aumenta-se gradativamente a carga aplicada à estrutura, até que esta seja levada a ruptura. Obtém-se uma capacidade de suporte de 695,00 kN/m<sup>2</sup>, cerca de 2,5 vezes superior à do modelo padrão de mesmo volume. Para este valor de carga, os deslocamentos totais são apresentados na fig. 12, sendo o valor máximo igual a 25,73 mm.

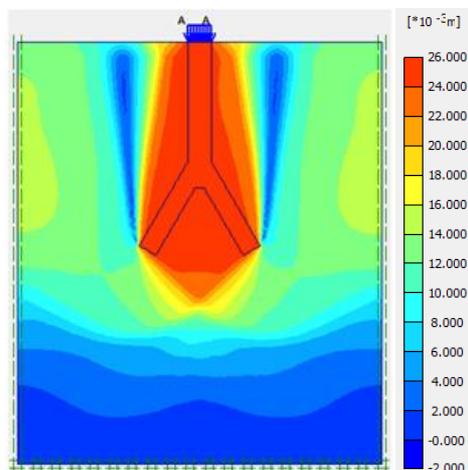


Figura 12. Deslocamentos totais da estrutura com uma ramificação: carga de 695 kN/m<sup>2</sup>.

As tensões atuantes no sistema evidenciam que novamente o ponto de maior sollicitação localiza-se na estrutura, com 4420,0 kPa. Este valor ocorre em um ponto de concentração de tensões, oriundo da própria geometria da fundação e da natureza da sollicitação. As regiões do solo abaixo da fundação apresentam tensões inferiores a -800,00 kPa, fig. 13.

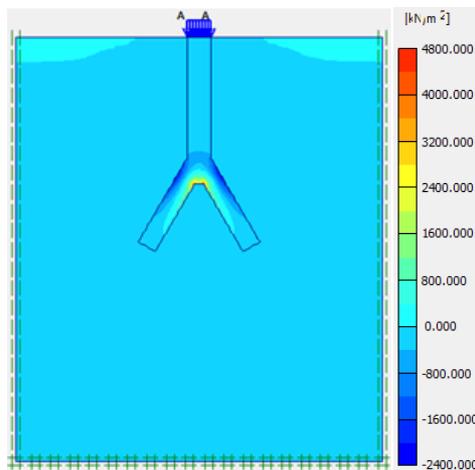


Figura 13. Tensões totais na estrutura com uma ramificação: carga de 695 kN/m<sup>2</sup>.

Novamente, para a carga suportada neste caso, 695 kN/m<sup>2</sup>, é apresentada a evolução dos deslocamentos no topo em função do passo de carga, fig. 14 e as tensões principais no solo adjacente à fundação (ponto B), fig.15.

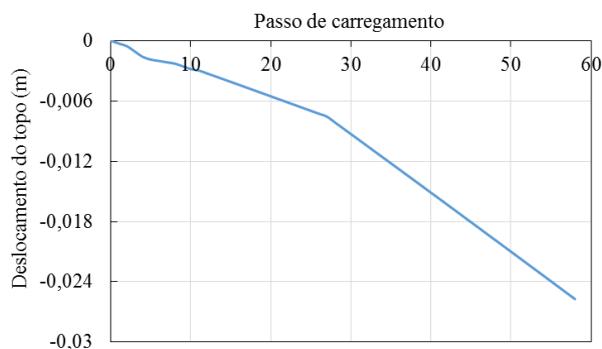


Figura 14. Deslocamento total no topo da fundação com uma ramificação: carga de 695 kN/m<sup>2</sup>.

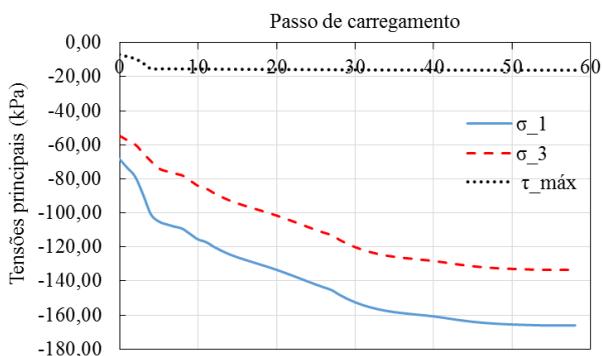


Figura 15. Tensões principais no solo abaixo da fundação com uma ramificação: carga de 695 kN/m<sup>2</sup>.

## 4.3 ESTRUTURA COM DUAS RAMIFICAÇÕES

Inicia-se o carregamento aplicando-se à estrutura a carga de ruptura do modelo padrão ( $280 \text{ kN/m}^2$ ). Ao fim do processamento do programa, nota-se que novamente a carga é suportada pela estrutura ramificada, e, dessa vez, observa-se uma redução ainda maior no deslocamento sofrido pela mesma para  $1,53 \text{ mm}$  – fig. 16, dando indícios de que quanto mais ramificada é a estrutura, maior será a eficiência no que tange a redução de recalques. Para este caso, a tensão total máxima na estrutura é de  $907,83 \text{ kPa}$  e no solo abaixo da fundação é cerca de  $-200,0 \text{ kPa}$ , fig. 17.

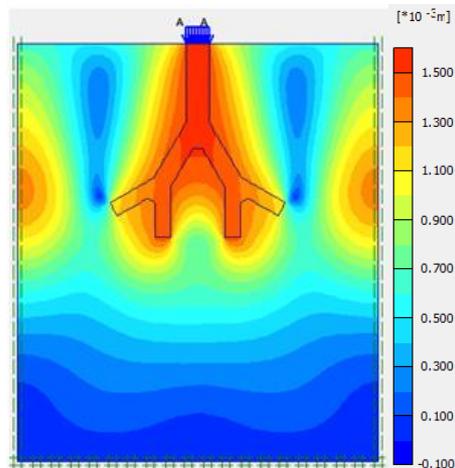


Figura 16. Deslocamentos totais da estrutura com duas ramificações: carga de  $280 \text{ kN/m}^2$ .

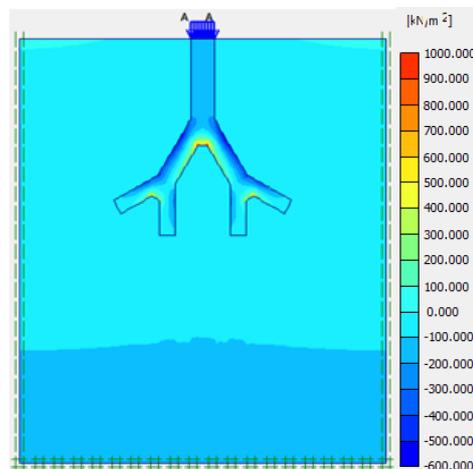


Figura 17. Tensões totais na estrutura com duas ramificações: carga de  $280 \text{ kN/m}^2$ .

A seguir, aplica-se a carga de suporte do modelo de ramificação com  $n = 2$ , com o objetivo de verificar a ocorrência de aumento da capacidade de suporte aumentando-se a ramificação. A estrutura resiste ao carregamento aplicado, e o deslocamento da fundação é reduzido quando comparado ao modelo anterior, para  $7,23 \text{ mm}$ , fig. 18. A tensão total máxima na estrutura é de  $3640 \text{ kPa}$  e no solo – da ordem de  $-400 \text{ kPa}$ , fig. 19.

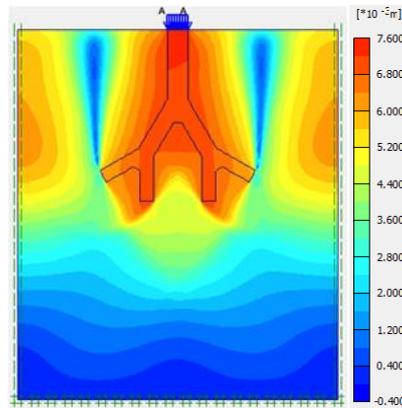


Figura 18. Deslocamentos totais na estrutura com duas ramificações: carga de 695 kN/m<sup>2</sup>.

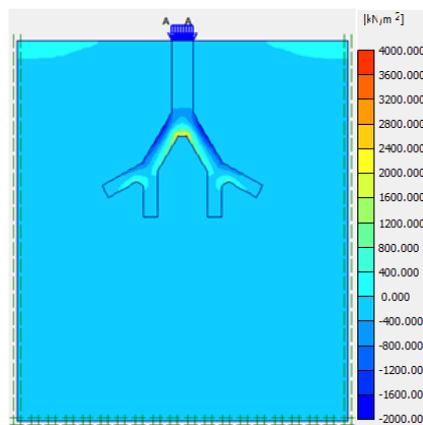


Figura 19. Tensões totais na estrutura com duas ramificações: carga de 695 kN/m<sup>2</sup>.

Prosseguindo com os acréscimos de carregamento, observa-se uma carga de suporte de 810 kN/m<sup>2</sup>, cerca de 2,9 vezes maior que a do modelo padrão e 1,2 vezes superior à carga de ruptura do modelo de ramificação com  $n = 2$ . O resultado observado pode ser um indício de que há um número ótimo de ramificações, a partir do qual o aumento de  $n$  não será vantajoso, pois o aumento da capacidade de suporte com relação ao modelo ramificado anterior poderá não ser significativo.

Os deslocamentos totais são apresentados na fig. 20, sendo 14,86 mm para o topo da fundação. A distribuição de tensões, fig. 21, mostra que a tensão total máxima verificada na fundação avaliada é de 5700 kPa e no solo é inferior a -1000 kPa.

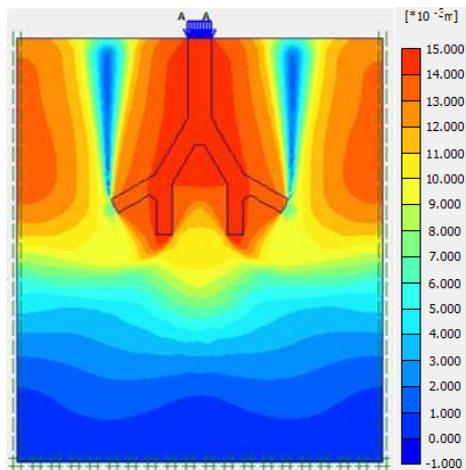


Figura 20. Deslocamentos totais na estrutura com duas ramificações: carga de 810 kN/m<sup>2</sup>.

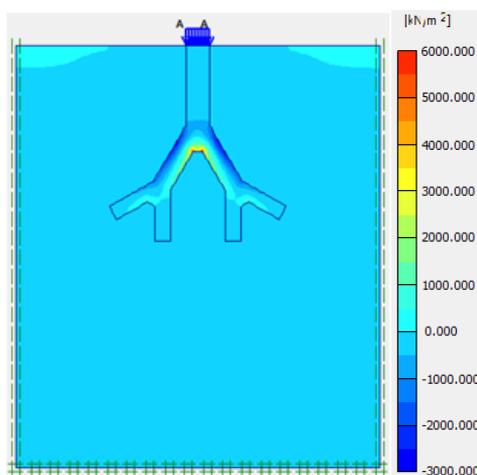


Figura 21. Tensões totais na estrutura com duas ramificações: carga de 810 kN/m<sup>2</sup>.

Para o carregamento de suporte desta estrutura, 810 kN/m<sup>2</sup>, o recalque em função do passo de carregamento é mostrado na fig. 22 e as tensões principais no solo abaixo da fundação são apresentadas na fig. 23.

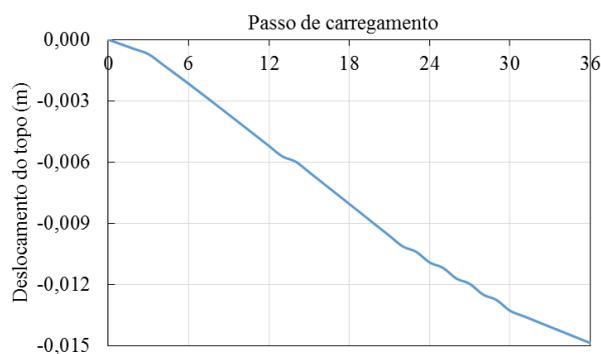


Figura 22. Deslocamento total no topo da fundação com duas ramificações: carga de 810 kN/m<sup>2</sup>.

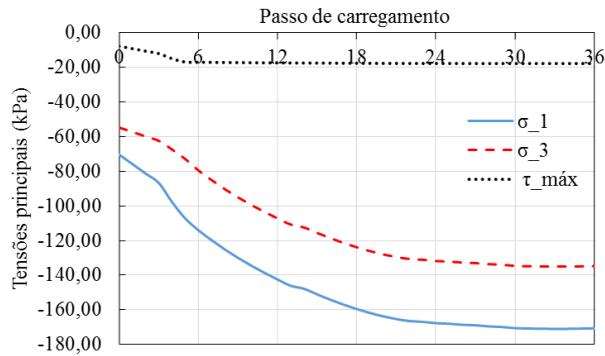


Figura 23. Tensões principais no solo abaixo da fundação com duas ramificações: carga de 810 kN/m<sup>2</sup>.

## 4.4 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

Para melhor visualização do comportamento dos modelos, os resultados são resumidos nas tabelas 5 a 8. Primeiramente relaciona-se a capacidade de suporte e os deslocamentos de cada modelo. Na sequência, são avaliadas as tensões no solo ( $\sigma_1$  no ponto B) e na estrutura, para as cargas de 280, 695 e 810 kN/m<sup>2</sup>, bem como o deslocamento máximo no topo (ponto A). O traço (-) nas células indica que o respectivo modelo não suporta àquela carga aplicada.

Tabela 5. Carga de suporte e deslocamento total no topo das fundações

Fundação	Carga de Suporte (kN/m <sup>2</sup> )	Desloc. no topo (mm)
Mod. padrão	280,00	-15,88
Uma ramif.	695,00	-25,73
Duas ramif.	810,00	-14,86

Tabela 6. Deslocamentos no topo das fundações e tensões no solo e na estrutura: carga de 280 kN/m<sup>2</sup>

Carga: 280 kN/m <sup>2</sup>			
Tipo de Fundação	Desloc. Topo (mm)	Tensão máx. no solo (kN/m <sup>2</sup> )	Tensão estr. (kN/m <sup>2</sup> )
Mod. padrão	-15,88	-207,07	-160,00
Uma ramif.	-3,41	-107,10	1280,00
Duas ramif.	-1,53	-101,97	907,00

Tabela 7. Deslocamentos no topo das fundações e tensões no solo e na estrutura: carga de 695 kN/m<sup>2</sup>

Carga: 695 kN/m <sup>2</sup>			
Tipo de Fundação	Desloc. Topo (mm)	Tensão máx. no solo (kN/m <sup>2</sup> )	Tensão estr. (kN/m <sup>2</sup> )
Mod. padrão	-	-	-
Uma ramif.	-25,73	-166,11	4420
Duas ramif.	-7,23	-154,74	3640

Tabela 8. Deslocamentos no topo das fundações e tensões no solo e na estrutura: carga de 810 kN/m<sup>2</sup>

Carga: 810 kN/m <sup>2</sup>			
Tipo de Fundação	Desloc. Topo (mm)	Tensão máx. no solo (kN/m <sup>2</sup> )	Tensão estr. (kN/m <sup>2</sup> )
Mod. padrão	-	-	-
Uma ramif.	-	-	-
Duas ramif.	-14,86	-170,74	5700

Note-se que para os 3 modelos a máxima tensão de cisalhamento torna-se constante mesmo com o aumento de carga. Isso acontece devido ao fato das tensões principais  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  diminuírem sempre na mesma proporção, fato que necessita ser melhor compreendido. Para um mesmo valor de carga, as tensões no solo são menores com o aumento da quantidade de ramificações da estrutura de fundação.

## 5. CONCLUSÕES

O modelo de estrutura ramificada proposto é eficiente quanto aos parâmetros e condições estudados. A partir de um determinado volume de material, é possível conceber estruturas de fundação com capacidade de carga quase 3 vezes maior que a do modelo padrão.

Escolhidos os parâmetros geométricos do sistema e o ramificando apenas uma vez, a capacidade de carga é 2,48 vezes maior. Ao ramificar duas vezes esse valor aumenta para 2,90. Logo, há indícios da existência de um número ótimo de ramificações em relação à carga de suporte.

Sob a ação de uma mesma carga, o modelo ramificado confere grande redução dos recalques no topo das fundações. Para o estudo, aumentando-se a quantidade de ordens, diminui-se cada vez mais os deslocamentos. De maneira similar, a máxima tensão no solo abaixo da fundação é reduzida com o acréscimo de ramificações. Em compensação, a estrutura é mais solicitada que no modelo padrão – sem ramificação.

Uma série de análises podem ser feitas com relação às estruturas de fundação ramificadas, tais como: verificação da influência do ângulo de ramificação, avaliação de carregamentos combinados, variação do volume inicial, alternância de parâmetros geométricos do sistema, dentre outros. Além disso, há a necessidade de verificar o efeito da variação do número e tipo de camadas do solo.

## AGRADECIMENTOS

Agradecemos à Universidade Federal de Juiz de Fora (UFJF) pela concessão das bolsas de Iniciação Científica que protagonizaram a obtenção dos resultados aqui discutidos e à Fundação de Amparo à Pesquisa de Minas Gerais (FAPEMIG) por oportunizar a participação no XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG).

## REFERÊNCIAS

Barros, M.M., Bevilacqua, L. (2015) Elastic fractal trees: a correspondence among geometry, stress, resilience and material quantity, *Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering*, Vol. 37, No. 5, pp. 1479-1483.

Fleury, V., Gouyet, J.F., Leonetti, M. (2001) *Branching in Nature: dynamics and morphogenesis of branching structures from cell to river networks*, Springer.

Harris, T.E. (2002), *The Theory of Branching Processes*, Courier Corporation.

Lee C. J., Bolton M. D., e Al-tabbaa A. (2002) Numerical modelling of group effects on the distribution of dragloads in pile foundations”, *Geotechnique*, Vol. 52:5, p. 325–335.

Souza, L.T. e Barros, M. M. (2016) Maximização da Área de Superfície em Sistemas Ramificados, *Anais do XII Simpósio de Mecânica Computacional*, Vol. 1, p. 632-639.

Velloso, D. A., Lopes, F. R. (2010) *Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas*, Vol. Único, Oficina de textos, São Paulo, SP, 568 p.

# Capítulo 3

## DIMENSIONAMENTO DE CONSOLO CURTO DE CONCRETO ARMADO E COMPARAÇÃO DO LIMITE DIMENSIONAL ESTABELECIDO POR NORMA COM RESULTADOS OBTIDOS POR MÉTODO COMPUTACIONAL

*Hugo Medeiros de Oliveira (UFRJ)*

*Lucas Teotônio de Souza (UFRJ)*

*Jackson Souza Corrêa (UFJF)*

**Resumo:** Consolos de concreto armado são elementos estruturais amplamente utilizados na construção civil, presentes em estruturas pré-moldadas e pré-fabricadas, nas ligações viga-pilar e viga-viga. Devido às descontinuidades estática e geométrica, as tensões na região do consolo estão perturbadas, o que leva a um dimensionamento não convencional, sendo necessária a utilização de outros métodos para o cálculo deste tipo de estrutura. A NBR 6118/2014 recomenda e prescreve o Modelo de Bielas e Tirantes para o cálculo do consolo curto, assim como de outras regiões chamadas especiais. O procedimento consiste em representações discretas dos campos de tensões de um elemento estrutural. As tensões principais de compressão são representadas pelas bielas, as tensões principais de tração são representadas por tirantes e as regiões onde se cruzam dois ou mais campos de tensões são denominados nós. O presente trabalho estuda o funcionamento dos consolos, com enfoque nos consolos curtos. Realiza-se uma comparação entre o limite dimensional estabelecido por norma e as distribuições de tensões obtidas por software que utiliza o Método de Elementos Finitos. São apresentados também, alguns métodos disponíveis na literatura para o dimensionamento dos consolos curtos e, por fim, mostra-se resultados de exemplos práticos calculados por um aplicativo em linguagem Visual Basic desenvolvido a partir dos métodos expostos.

Palavras-chave: Consolo, biela, tirante

## 1. INTRODUÇÃO

Consolos de concreto armado são elementos estruturais amplamente utilizados na engenharia civil em estruturas pré-fabricadas e pré-moldadas. Presentes, principalmente, nas ligações de vigas em pilares e de vigas em vigas, o estudo de seu comportamento se torna importante, uma vez que o mesmo contribui diretamente para o comportamento da estrutura, sendo responsável pela transmissão e distribuição dos esforços na mesma.

Assim como outros elementos estruturais, tais como viga parede e dente gerber, os consolos são regiões de descontinuidade ou especiais. Ou seja, são zonas que apresentam tensões cisalhantes significativas e cuja deformação da seção transversal não mais se desenvolve de maneira linear. Nessas regiões, conhecidas com D, ocorrem grandes perturbações de tensões, que vão se estabilizando à medida que se afastam do ponto de ocorrência (SOUZA, 2004). As descontinuidades podem ser de natureza geométrica, estática ou generalizada (dada pela cominação destas), conforme apresentadas, respectivamente, na

Figura a), b) e c). Note-se que os consolos estão enquadrados na categoria de descontinuidades generalizadas.

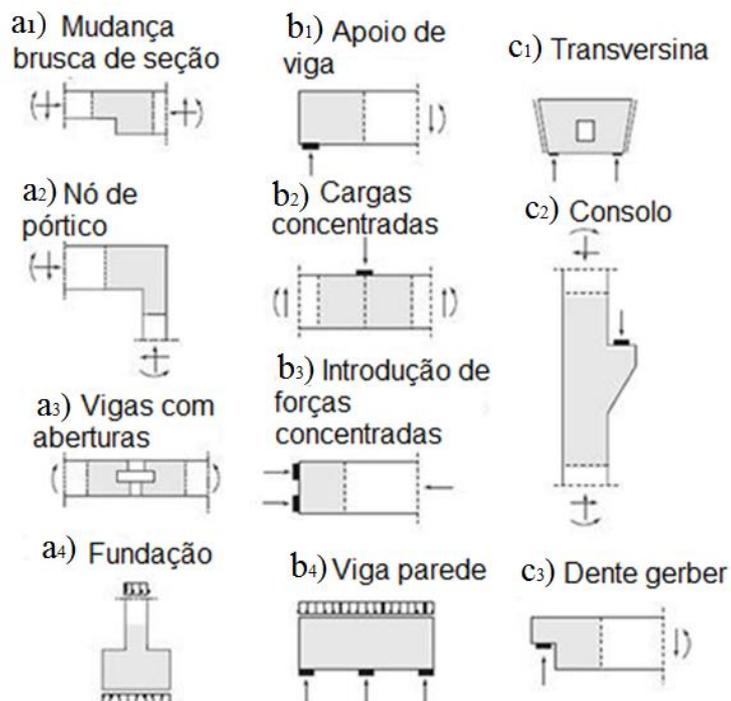


Figura 1 – Elementos estruturais com descontinuidade: a) geométrica, b) estática e c) generalizada (adaptado da ABNT NBR 6118 (2014))

O presente trabalho, aborda o Modelo de Bielas e Tirantes (MBT) para o dimensionamento de consolos curtos, uma vez que não podem ser empregados os métodos seccionais. O MBT teve origem no início do século XX, a partir dos estudos de Ritter e Morsch, que desenvolveram a “Clássica Analogia de Treliça”, correlacionando uma viga fissurada a uma treliça. No método, o campo de tensões em um elemento estrutural é dado por representações discretas. As tensões principais de compressão são representadas pelas bielas, as tensões principais de tração são representadas por tirantes e as regiões onde se cruzam dois ou mais campos de tensões são os chamados nós. O modelo pode ser adotado pelo fluxo de tensões internas existentes utilizando o processo de caminhamento das cargas, a partir das análises das tensões elásticas.

Diversos modelos podem ser aceitáveis, desde que atendam as condições de equilíbrio e respeitem as orientações da teoria da elasticidade. Porém, os melhores modelos serão aqueles nas quais as linhas de fluxo possuam os menores comprimentos e as disposições dos tirantes permitam uma prática execução das armaduras no canteiro de obra. Modelos que substituam tirantes por bielas serão preferíveis, já que as últimas são mais rígidas (FILHO, 1996).

Com o modelo de bielas e tirantes definido, é possível determinar então, os esforços axiais atuantes em cada direção. Com esses esforços, faz-se a verificação da resistência das bielas e dos nós e o cálculo da armadura necessária em cada tirante. Além da armadura calculada para os tirantes, recomenda-se utilizar uma armadura de costura, para controle das fissuras. Essa armadura proporciona maior ductilidade ao elemento estrutural, controlando as fissuras e permitindo uma redistribuição das tensões internas (SILVA e GIONGO, 2000).

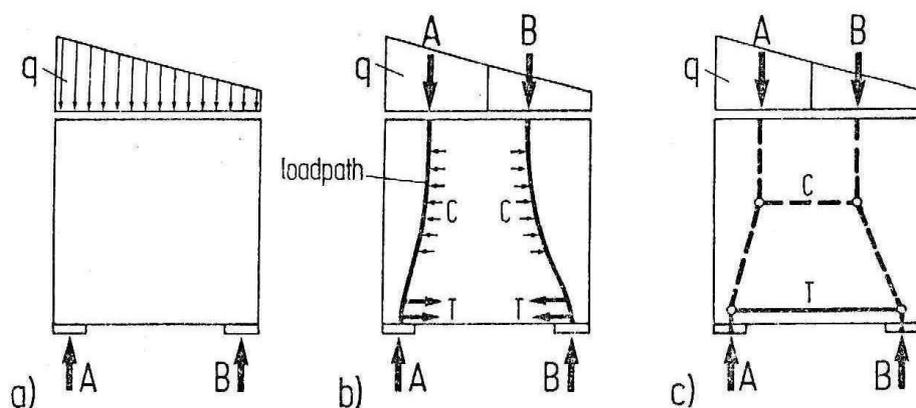


Figura 2 – Modelo de bielas e tirantes para uma viga parede: (a) a estrutura e suas cargas; (b) o fluxo de forças no interior da estrutura; (c) o modelo de bielas e tirantes (FILHO (1996))

## 2. METODOLOGIA

O presente trabalho busca avaliar o uso do Método de Bielas e Tirante para o dimensionamento de consolos curtos e verificar o comportamento dos mesmos a partir de um software fundamentado no Método de Elementos Finitos. Inicialmente são estudados exemplos de consolos, modelados no programa SAP2000 versão 19, que, a partir de uma análise elástica, irá gerar o traçado das trajetórias de tensões internas no concreto. Com esses resultados, será possível avaliar os limites dimensionais estabelecidos na norma brasileira NBR 6118/2014 para consolo curto. Serão apresentados, ainda, roteiros de cálculos seguindo as especificações determinadas pelas normas brasileiras e por alguns autores. Os exemplos serão dimensionados com auxílio de um aplicativo de cálculo de consolos curtos desenvolvido para este fim.

## 3. CONSOLOS DE CONCRETO ARMADO

Como supracitado, consolos são elementos estruturais com descontinuidade generalizada. É uma das formas de ligação de vigas em pilares e de viga em vigas mais utilizadas, sendo, portanto, uma ótima solução para realizar as ligações entre os elementos estruturais, função a qual é considerada uma das principais preocupações quando se faz o uso de pré-fabricados (MENEZES; DEBS, 2009).

Geometricamente, os consolos são vigas em balanço de pequeno comprimento. Segundo a NBR 6118/2014, para efeitos de dimensionamento, os elementos de consolo podem ser classificados por meio da relação entre a distância do ponto de aplicação da carga à face do apoio ( $a_c$ ) e sua altura útil ( $d$ ),

Figura , em:

- Curto se  $0,5 d \leq a_c \leq d$ ;
- Muito curto se  $a_c < 0,5 d$ ;
- No caso em que  $a_c > d$ , deve ser tratado como viga em balanço e não consolo.

Em termos de concepção geométrica, consolos podem assumir a forma retangular ou trapezoidal. A forma trapezoidal é permitida, uma vez que existe uma região inerte na extremidade inferior do elemento, isto é, que não contribui com a resistência da estrutura. A utilização do consolo com seção retangular é desejável quando há uma aplicação de carga ao longo da altura. A seção trapezoidal tem a vantagem de ser mais econômica, uma vez que se reduz o consumo de concreto, porém a execução das formas para seções retangulares geralmente é bem mais simples. A NBR 9062/2017 determina que a altura da face externa livre do consolo ( $h_1$ ) não deve ser menor que metade da altura da borda

engastada ( $h$ ), subtraindo o afastamento do aparelho de apoio da borda externa ( $a_2$ ), isto é,  $h_1 \geq h/2 - a_2$ ,

Figura .

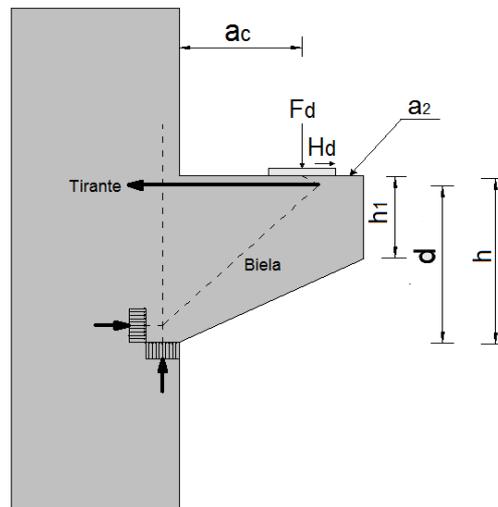


Figura 3 – Exemplo de consolo com seção trapezoidal (adaptado de SILVA (1991))

O Método de Bielas e Tirantes é indicado para dimensionamento de consolos curtos, não sendo indicado para consolos muito curtos devido à ausência de compatibilidade demonstrada em ensaios (SILVA e GIONGO, 2000). Para consolos muito curtos a NBR 6118/2014 indica a utilização da Teoria Cisalhamento-Atrito, não discutida neste trabalho.

De forma simplificada, o modelo resistente utilizado para o consolo curto, pode ser representado por um tirante na extremidade superior e uma biela comprimida inclinada, como mostra a

Figura . Definido o modelo utilizado, conhecendo-se a carga que será aplicada, a geometria do consolo e da placa de apoio, deve-se então verificar a resistência da biela comprimida e das regiões nodais e calcular a armadura necessária para o tirante e demais armaduras construtivas. O dimensionamento deve ser feito de forma que a ruptura se dê pelo escoamento do aço. Para isso, deve-se limitar a taxa de armadura por um limite superior. A verificação da biela e dos nós deve garantir que a ruptura frágil esteja afastada.

## 4. COMPARAÇÃO DOS LIMITES DIMENSIONAIS ESTABELECIDOS POR NORMA COM O FLUXO DE TENSÕES NOS CONSOLOS CURTOS

### 4.1 MODELOS ANALISADOS

O estudo visa comparar, qualitativamente, o fluxo de tensões no interior das estruturas utilizadas como exemplo. Para isso, foram modelados quatro elementos de consolo no programa SAP2000, cada qual com um valor diferente de relação “ $a_c/d$ ”. Na modelagem são utilizados elementos de área do tipo Shell, empregados na discretização de membranas, placas e cascas no plano e no espaço. No processo, manteve-se fixo o valor da altura útil, alterando a distância do ponto de aplicação da carga à face do apoio. Dos exemplos analisados, dois estão dentro do limite dimensional estabelecido por norma para consolos curtos e dois para vigas em balanço.

Todos os modelos possuem largura ( $b_w$ ) e altura ( $h$ ) iguais a 50 cm e serão solicitados pela mesma carga ( $F_d$ ), cujo valor de cálculo é 560 kN. Considera-se ainda, uma carga horizontal ( $H_d$ ) igual a 16% da carga vertical, baseando na sugestão da NBR 9062/2017 para o emprego de aparelhos de apoio de elastômero. A placa de apoio é, portanto, de elastômero, com dimensões iguais a 20x40x1 cm ( $a_3 = 20$  cm). O concreto empregado possui  $f_{ck}$  igual a 40 MPa. O esquema geral dos modelos é mostrado na Figura e a tabela 1 apresenta os valores de geometria adotados em cada exemplo.

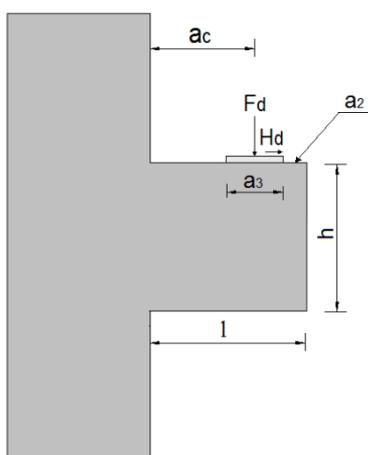


Figura 4 – Esquema geral dos consolos utilizados como exemplo (AUTOR (2018))

Tabela 1: Geometria das estruturas modeladas

Modelos	Tipo	l (cm)	d (cm)	a <sub>c</sub> (cm)	a/d	a <sub>z</sub> (cm)
1	Consolo Curto	55	45,5	36,6	0,8	8,4
2	Consolo Curto	65	45,5	45,5	1,0	9,6
3	Viga Balanço	75	45,5	54,9	1,2	10,1
4	Viga Balanço	90	45,5	68,6	1,5	12,5

## 4.2 RESULTADOS DA ANÁLISE DE TENSÕES

Por meio da modelagem em elementos finitos, buscou-se a representação das trajetórias de tensões internas nas estruturas, como forma de avaliar o comportamento dos mesmos próximos ao limite dimensional estabelecido pela NBR 6118/2014 para consolos curtos. Os resultados obtidos para os modelos de 1 a 4 estão apresentados, respectivamente, nas figuras 5 a 8. Os gráficos mostram as tensões máximas e mínimas em suas direções principais.

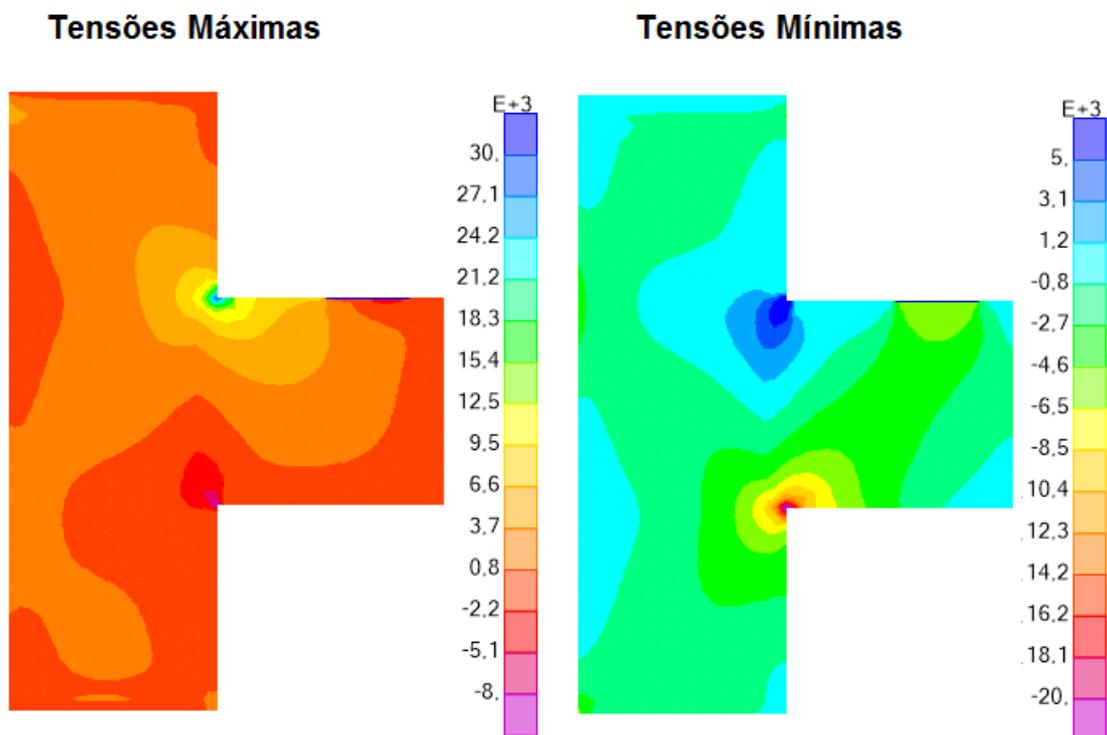


Figura 5 – Distribuição de tensões (em kN/m<sup>2</sup>) na estrutura do modelo 1 – a/d = 0,8 (AUTOR (2018))

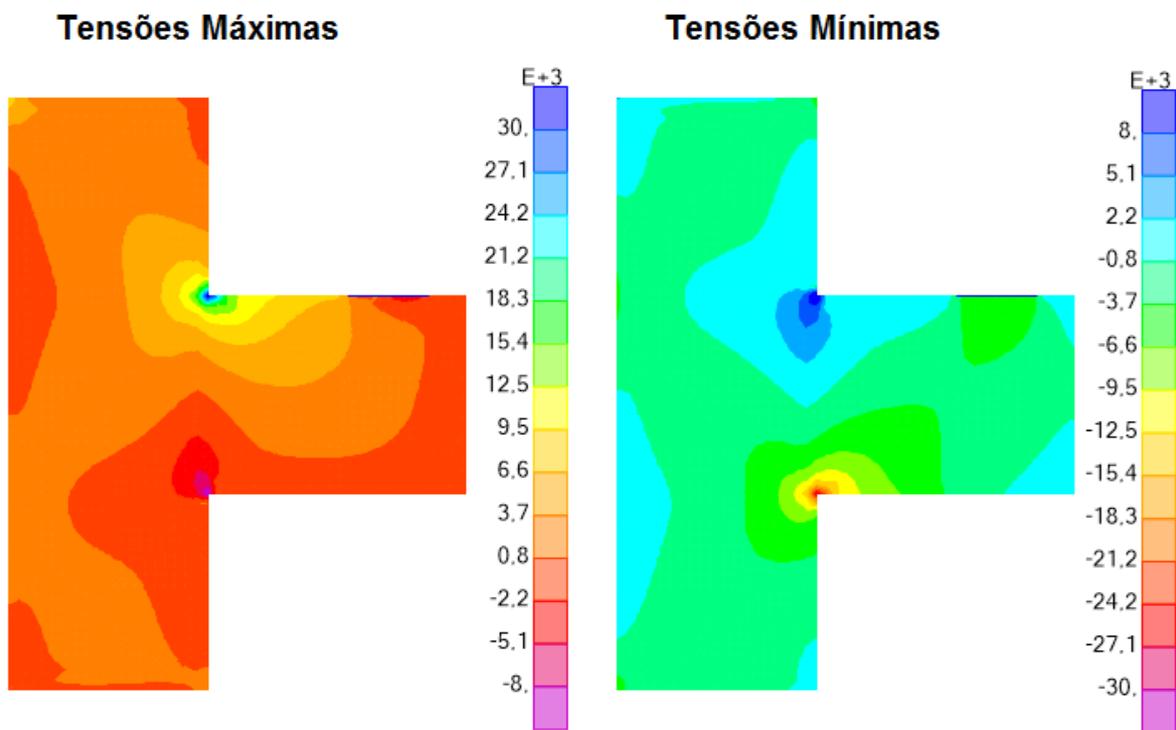


Figura 5 – Distribuição de tensões (em  $\text{kN/m}^2$ ) na estrutura do modelo 2 –  $a/d = 1,0$  (AUTOR (2018))

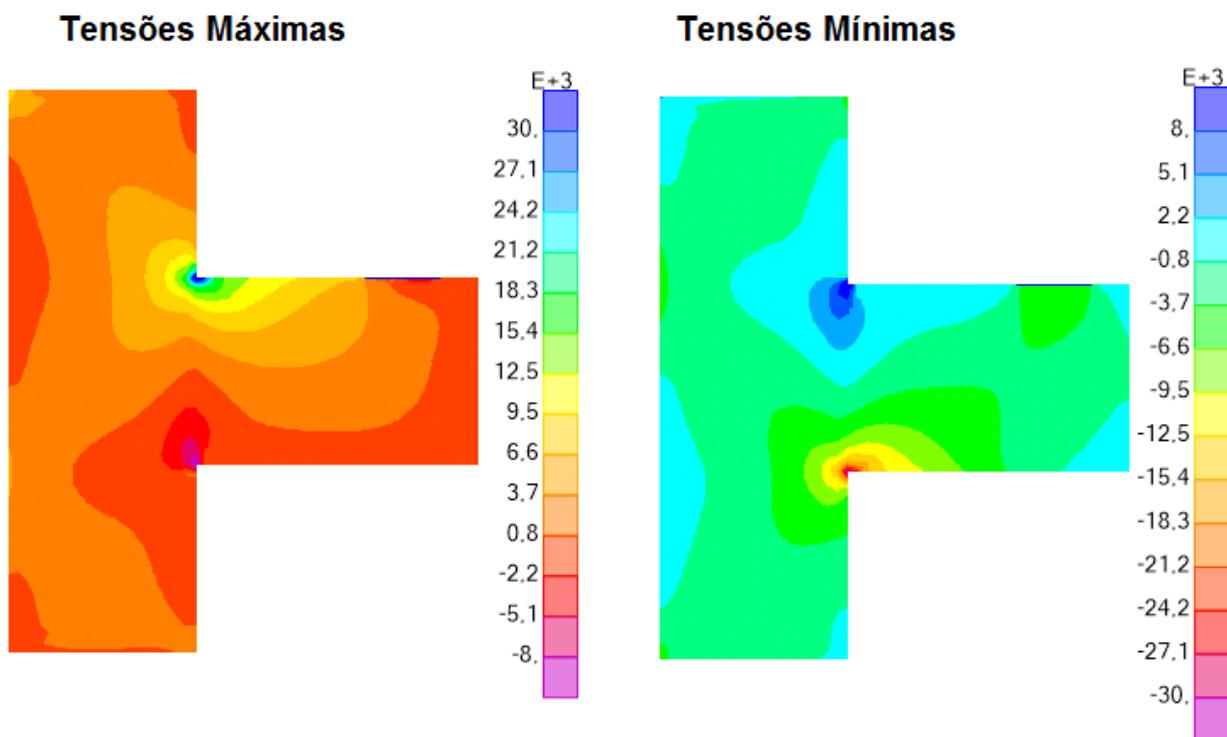


Figura 5 – Distribuição de tensões (em  $\text{kN/m}^2$ ) na estrutura do modelo 3 –  $a/d = 1,2$  (AUTOR (2018))

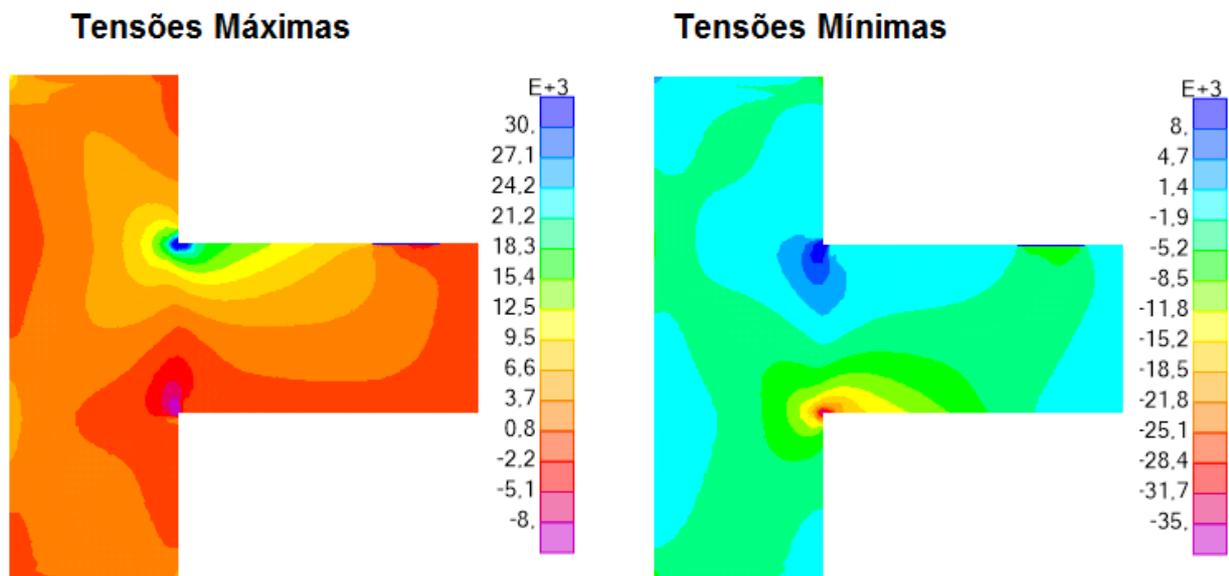


Figura 5 – Distribuição de tensões (em  $\text{kN/m}^2$ ) na estrutura do modelo 4 –  $a/d = 1,5$  (AUTOR (2018))

Analisando o gráfico de tensões mínimas do modelo 1, Figura , é notória a formação da biela comprimida, já esperada para um elemento de consolo com relação  $a/d < 1$ . No gráfico de tensões máximas, aparece no bordo superior uma região tracionada, evidenciando o local onde serão alocados os tirantes. Portanto, é possível visualizar a aplicabilidade do MEF para determinação do modelo de bielas e tirantes. Destaca-se ainda, a não ocorrência de tensões na extremidade inferior direita do consolo analisado, confirmando a presença de uma zona inerte nesta região, justificando a utilização de uma seção trapezoidal para este tipo de estrutura.

No modelo 2, Figura , onde a relação  $a/d = 1$ , ainda ocorre um caminhamento das cargas de compressão para o bordo inferior, porém menos marcante que no modelo anterior. A medida que a relação “ $a/d$ ” aumenta, a biela formada vai desaparecendo, como ocorre nos modelos 3 ( $a/d = 1,2$ ) e 4 ( $a/d = 1,5$ ), figuras 7 e 8 respectivamente, evidenciando, nestes casos, o comportamento de viga em balanço com tensões de compressão no bordo inferior e de tração no bordo superior. Portanto, o limite estabelecido pela norma para consolo curto é confirmado nas análises de fluxo de tensão aqui realizadas. As diferenças entre os métodos empregados para estruturas de consolo e viga em balanço são ainda avaliadas na seção 5, comparando-se as áreas de armadura necessária nos tirantes.

## 5 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE CONSOLOS CURTOS E APLICAÇÕES EM EXEMPLOS

### 5.1 MODELO APRESENTADO EM SANTOS E STUCHI

Para o dimensionamento de consolos curtos baseado no modelo proposto em Santos e Stuchi (2013), a análise é feita considerando-o desacoplado do apoio (pilar/viga). O modelo constitui-se de um tirante



Ressalta-se que esse modelo proposto por Santos e Stucchi é válido para valores de “a/z” entre 0,4 e 2.

## 5.2 MODELO DE HAGBERG

Hagberg (1983) também sugere algumas expressões para determinação das cargas atuantes, da espessura e inclinação da biela para consolos curtos, neste trabalho são apresentados para estruturas sujeitas a cargas verticais e horizontais. Dentre as diferenças em relação ao modelo anterior, está a consideração da interação consolo-apoio, aparecendo duas bielas adicionais,

Figura . Além disso, a altura da placa de apoio (t) é considerada na determinação da largura da biela inclinada ( $b_{\max}$ ).

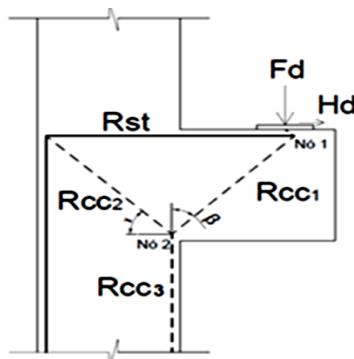


Figura 10 – Modelo de bielas e tirantes para consolo curto (adaptado de SILVA E GIONGO (2000))

As cargas na biela e no tirante são obtidas a partir do equilíbrio de forças, como mostrado na

Figura . A inclinação e largura da biela podem ser obtidas pelas equações 5 e 6, onde t é a espessura da placa de apoio:

$$\operatorname{tg} \beta_{\max} = \frac{a + \frac{a_3}{2} + (h - d) \cdot (H_d / F_d)}{d} \quad (\text{Equação 5})$$

$$b_{\max} = 2 \cdot \left( \frac{a_3}{2} - t \cdot \operatorname{tg} \theta \right) \cdot \cos \beta_{\max} \quad (\text{Equação 6})$$

## 5.3 RECOMENDAÇÕES DA NBR 9062/2017

A NBR 9062/2017 propõe o modelo de bielas e tirantes para o dimensionamento de consolos curtos. A norma define os limites para disposições construtivas e solicitações dos materiais (concreto e aço). Algumas dessas indicações serão aqui apresentadas:

- Armadura no tirante:

$$A_{\text{stir}} = \left(0,1 + \frac{a_c}{d}\right) \cdot \frac{F_d}{f_{yd}} + \frac{H_d}{f_{yd}} \quad (\text{Equação 7})$$

- Armadura de costura:

Essa armadura é obrigatória e deve ser distribuída até 2/3 da altura útil, a partir do tirante, com valor mínimo igual:

$$\left(\frac{A_s}{s}\right) \cdot \text{cost} \geq 0,4 \cdot \left(\frac{A_{\text{st}}}{d}\right) \quad (\text{Equação 8})$$

- Armadura transversal:

Para consolos curtos e muito curtos sujeitos a cargas indiretas, se for construtivamente necessário, a armadura transversal pode ser adotada como a mínima estabelecida na NBR 6118/2014, indicada para uma viga de mesma largura e altura no empastamento igual à do consolo.

Um modelo de detalhamento para consolos curtos, recomendado pela NBR6118/2014, está apresentado na

Figura .

- Disposições construtivas:
  - O tirante deve ser localizado no quinto da altura do consolo junto à borda tracionada;
  - As dimensões do aparelho de apoio e sua disposição deve ser dada de maneira a permitir que o tirante abrace a biela;
  - Consideração de força horizontal quando não há o impedimento ao movimento nessa direção (valores recomendados pela norma em função do material da placa de apoio);
  - O espaçamento vertical da armadura de costura não deve ser maior 10 cm ou a distância de aplicação da carga à face do apoio ( $a_c$ ).

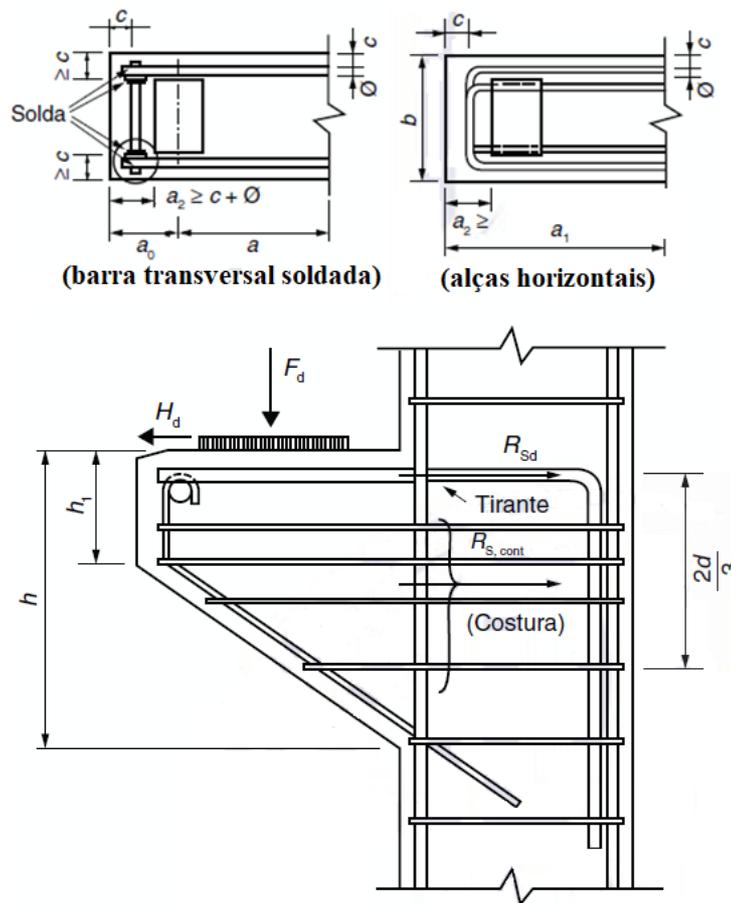


Figura 11 – Disposição construtiva para consolo curto – planta e corte (ABNT NBR 6118, 2014)

## 5.4 DIMENSIONAMENTO DE CONSOLOS CURTOS PELOS MODELOS APRESENTADOS

Nesta seção é apresentado o dimensionamento dos quatro modelos dispostos na seção 4. Apesar de dois deles serem classificados, segundo os limites da NBR 6118/2014, como viga em balanço, serão calculados como consolos curtos de forma a se comparar a taxa de armadura final obtida pelo método de bielas e tirante e pelo método seccional. O dimensionamento será realizado com o auxílio de um aplicativo denominado MBTCC v 1.0 (Método de Bielas e Tirantes para Consolo Curto versão 1.0) desenvolvido durante este trabalho.

O programa possibilita o dimensionamento de acordo com as duas formulações apresentadas anteriormente. A interface do programa é mostrada na Figura 12 e Figura 13 com os resultados para o modelo 1. Além do cálculo da taxa de armadura no tirante, de costura e de estribos (caso seja utilizado) o programa realiza a verificação de esmagamento das bielas comprimidas e dos nós, de acordo com o método selecionado, para as regiões mais solicitadas. Os casos onde não ocorre esmagamento o programa retorna ao usuário a mensagem “resiste”, senão, “não resiste”. Essa verificação é realizada

conforme limites definidos pela norma brasileira NBR 6118/2014, que sugere os seguintes valores para a resistência das bielas e nós:

- $f_{cd1} = 0,85 \alpha_{v2} f_{cd}$ , para bielas prismáticas e nós atuam apenas forças de compressão;
- $f_{cd2} = 0,60 \alpha_{v2} f_{cd}$ , para bielas atravessadas por mais de um tirante e nós onde as cargas de tração atuam em duas ou todas as direções;
- $f_{cd3} = 0,72 \alpha_{v2} f_{cd}$ , para bielas atravessadas por um único tirante e nós que atuam cargas de tração em apenas uma direção;

onde  $\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250)$  e  $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ .

Os dados de entrada, como geometria, materiais e cargas são inseridos na caixa inicial, onde também será escolhido o modelo de cálculo. No programa, a espessura da placa de apoio é tomada igual a 1 cm. Após a escolha, abre-se uma caixa secundária onde são apresentadas as verificações das bielas e nós, armadura necessária do tirante, de costura e vertical, verificação do comprimento de ancoragem do tirante e opções de detalhamento. Os resultados do dimensionamento dos quatro modelos são apresentados na Tabela 2.

The screenshot shows the MBTCC software interface with the following input parameters:

- Geometria:**
  - l: 55 cm
  - h: 50 cm
  - bw: 50 cm
  - ac: 36,6 cm
  - a3: 20 cm
  - b (pilar): 50 cm
- Materiais:**
  - fck: 40 MPa
  - Aço: CA 50
- Coefficientes:**
  - $\gamma_c$ : 1,4
  - $\gamma_s$ : 1,15
- Cobrimento:**
  - c: 2,5 cm
- Agregado:**
  - $\emptyset$ : 19 mm
- Carregamento:**
  - Fd: 560 KN
  - Hd: 89,6 KN
  - \*Material da placa: Elastômero
  - \*Usar recomendações da norma para carga horizontal
- Método de cálculo:** Santos e Stuchi
- Calcular** button

Figura 12 – Aba inicial do programa MBTCC utilizada para inserir dados de entrada com valores do modelo 1

(AUTOR (2018))

Figura 13 – Aba secundária do programa MBTCC utilizada para o detalhamento do modelo 1 (AUTOR (2018))

Tabela 2: Geometria das estruturas modeladas

Modelos	a/d	As,tir (cm <sup>2</sup> )		Verificações das bielas	
		Santos e Stuchi	Hagberg	Santos e Stuchi	Hagberg
1	0,8	14,09	15,47	Resistem	Resistem
2	1,0	14,66	15,91	Resistem	Não Resiste
3	1,2	20,13	20,66	Não resiste	Não Resiste
4	1,5	24,94	24,54	Não resiste	Não Resiste

A partir dos valores obtidos, plotou-se o gráfico “ $A_s$  (tirantes) x ‘a/d’” para comparar as respostas em cada método,

Figura . Além disso, calculou-se a armadura do tirante recomendada pela NBR 9062/2017 para consolos curtos e por método seccional para viga em balanço.

Percebe-se que apesar das diferenças entre os modelos baseados no MBT, os valores de armadura encontrados para o tirante não se distanciaram muito, ficando ambos acima da armadura recomendada pela NBR 9062/2017, para consolos curtos. A armadura necessária encontrada pelo método seccional é maior que a armadura calculada pelo MBT.

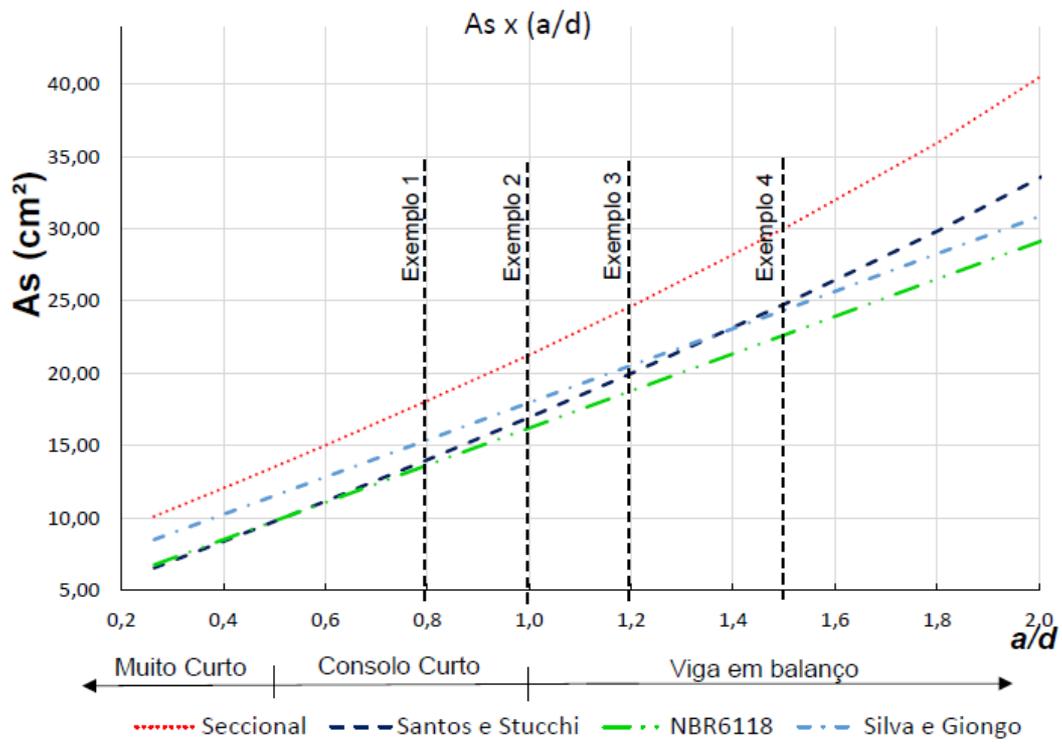


Figura 14 – Comparativo entre armaduras no tirante

## 6 CONCLUSÕES

Neste trabalho foi estudado o comportamento dos consolos de concreto armado, com enfoque nos consolos curtos. O intuito era avaliar o uso do Método de Bielas e Tirantes para o dimensionamento dos consolos curtos e verificar o funcionamento dos mesmos com auxílio de uma ferramenta computacional fundamentada no Método dos Elementos Finitos, com o qual foi possível observar a distribuição das tensões em seu interior, via análise elástica. Os resultados mostram que, para consolos curtos, existe a formação de uma biela inclinada, confirmando os modelos adotados na literatura. À medida que a relação “ $a/d$ ” aumenta, a biela não mais se caracteriza, havendo uma uniformização das tensões no interior da estrutura, mostrando que os limites estabelecidos por norma para consolos curtos estão coerentes com os resultados apresentados pelo programa.

O dimensionamento dos consolos utilizando o programa MBTCC permite que seja verificada a resistência da biela e dos nós e determinada a área de aço do tirante, fornecendo especificações de seu detalhamento e ancoragem. As armaduras calculadas para os quatro modelos apresentados ficaram próximas e acima da recomendada pela NBR 9062/2017. Já a armadura encontrada pelo método seccional ficou acima das armaduras calculadas pelo MBT, o que, de certa forma, traz certa segurança ao projetista, caso não seja utilizado recomendações da norma para consolos com  $a/d < 1$ . Porém, o fato de se utilizar uma armadura superior à necessária no tirante aliada a não verificação da biela comprimida pode ser um grande risco. Como já foi dito, procura-se sempre que a ruptura do consolo se dê no tirante, evitando a ruptura por esmagamento do concreto que geralmente ocorre de forma abrupta, ou seja, sem aviso prévio.

## 7 REFERÊNCIAS

ALVES, J. A. M. Determinação de armaduras em elementos laminares (paredes) carregadas no seu próprio plano. 2008. 132 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Estruturas, Universidade do Porto, Porto, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR6118: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2014. 238 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2017. 86 p.

FILHO, A. C. Detalhamento das estruturas de concreto pelo método das bielas e dos tirantes. Cadernos de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1996

HAGBERG, T. Design of concrete brackets: on the application of truss analogy. ACI Structural Journal, v.80, n.1, p.3-11, 1983

MENEZES, C. M. T.; DEBS, M. K. Estudo de consolos e dentes de concreto moldados em etapas distintas para ligações de concreto pré-moldado. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v. 11, n. 53, p. 13-16, 2009

PANTOJA, J. C. Geração automática via otimização topológica e avaliação de segurança de modelos de bielas e tirantes. 2012. 240 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012. Cap. 3.

REINECK, K. H. Modellierung der D-bereich von Fertigteilen. Beton Kalender, Teil II. Berlin: Ernst & Sohn, 2005, p. 243-296.

SANTOS, D. M.; STUCCHI, F. R. Dimensionamento de consolos de concreto com o auxílio de modelos de bielas e tirantes - parte i: fundamentos. Técnica, São Paulo, edição 192, 2013.

SANTOS, D. M.; STUCCHI, F. R. Dimensionamento de consolos de concreto com o auxílio de modelos de bielas e tirantes - parte ii: prescrições normativas, detalhamento e aplicações. Técnica, São Paulo, edição 193, 2013.

SILVA, R. C. Concreto armado: aplicações de modelos de bielas e tirantes. 1991. 202 f. Tese (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1991.

SILVA, R. C.; GIONGO, J. S. Modelos de bielas e tirantes aplicados a estruturas de concreto armado. São Carlos: Eesc-usp, 2000. 189 p

SOUZA, R. A. Concreto estrutural: análise e dimensionamento de elementos com descontinuidades. 2004. 379 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

# Capítulo 4

## MAXIMIZAÇÃO DA ÁREA DE SUPERFÍCIE EM SISTEMAS RAMIFICADOS

*Lucas Teotônio de Souza (UFJF)*

*Marcelo Miranda Barros (UFJF)*

**Resumo:** Na natureza os sistemas ramificados são extremamente abundantes, presentes por exemplo, no sistema cardiovascular animal, pulmão, redes fluviais, descargas elétricas e plantas. O objetivo deste trabalho é estudar a maximização de áreas superficiais em sistemas ramificados. O modelo geométrico adotado é baseado em árvores auto-similares, ou seja, são definidas por parâmetros evolutivos constantes e bem definidos. Essas proporções ditam o tamanho e o diâmetro de cada ramo filho em relação ao seu pai, bem como a quantidade de filhos de cada pai. A eficiência é definida como a razão entre a área superficial total de uma árvore e a área de superfície de um cilindro com mesmo volume. Essa terminologia se justifica pelo vasto conjunto de aplicações associadas à área superficial, como por exemplo, transferência de calor, trocas gasosas, ancoragem etc. Mostra-se a condição para a maximização da área de superfície total, assumindo que o comprimento do progenitor não pode tender a zero quando a quantidade de ordens aumenta. Se, além de otimizar a área de superfície total, o sistema apresentar semelhança geométrica entre os elementos, este satisfaz o princípio fisiológico de trabalho mínimo, conhecido como lei de Murray.

**Palavras-chave:** otimização, árvores, lei de Murray, similaridade.

## 1. INTRODUÇÃO

Sistemas ramificados são onipresentes na natureza (Randié, M., 1975), (Fleury, V. et al. 2001), (Thompson, 1917), (Harris, T.E., 2002), sendo que alguns apresentam grandes áreas de superfície (Morris, C.E. e Homann, U., 2001), tais como o pulmão (Hasleton, P.S., 1972) e o sistema cardiovascular (Murray, C. D., 1926) em animais. Neste trabalho apresenta-se o problema da maximização de área de superfície em sistemas ramificados por meio de um modelo simples para os elementos, seguindo leis exponenciais, características de sistemas naturais.

Maximizar área de superfície significa maximizar a troca com o meio, num problema físico. Isto é, num sistema físico aberto há troca de algo com o meio. Seja calor, vibração, fluidos, substâncias, carga elétrica.

O problema consiste em maximizar a área de superfície (Honda, H., 1978) utilizando um volume fixo. O modelo geométrico é composto por cilindros de diferentes comprimentos e diâmetros de forma a compor uma estrutura com significação prática e tecnológica, além de conceitual. A geometria de árvore proposta é composta de elementos de diferentes tamanhos organizados hierarquicamente, unidos de maneira que o elemento maior sustenta elementos menores, que são maiores que outros e os sustentam. Quando todas as ordens vizinhas se relacionam da mesma maneira serão denominadas auto-similares (Barros e Bevilacqua, 2015). Isto é, os parâmetros de crescimento/decrescimento são constantes para todas as ordens. Essas proporções ditam o tamanho e o diâmetro de cada ramo filho em relação ao seu pai, bem como a quantidade de filhos de cada pai.

A eficiência é definida como a razão entre a área superficial total de uma árvore e a área de superfície de um cilindro com mesmo volume. Essa terminologia se justifica pelo vasto conjunto de aplicações associados à área superficial, como por exemplo, transferência de calor, trocas gasosas, ancoragem etc.

## 2. ÁRVORES AUTO-SIMILARES

Árvores auto-similares são definidas por três parâmetros geométricos que as governam: quantidade de filhos  $b$  de cada ramo pai, proporções de comprimento  $\lambda$  e diâmetro  $d$  entre os ramos pai e filho, que são válidas por toda a extensão. A fim de definir uma árvore particular, é necessário definir ainda o passo evolutivo, isto é, a quantidade de ordens  $n$ . Assim, cada ordem  $k$  é composta de elementos característicos cilíndricos onde:

1. O elemento progenitor tem comprimento  $\lambda_0$  e diâmetro  $d_0$ .

2. Cada elemento da ordem  $k$  divide-se em  $b$  elementos na ordem  $k+1$ , isto é,  $b = N_{k+1}/N_k$ , em que  $N_k$  é o número de elementos pertencentes à ordem  $k$ , assim  $N_k = b^k$ .
3. A relação entre o comprimento dos elementos de ordens sucessivas é  $\lambda = \lambda_k/\lambda_{k+1}$ , e entre o diâmetro de ordens sucessivas é  $d = d_k/d_{k+1}$ .

As propriedades do sistema  $b, \lambda, d$  serão chamadas, respectivamente, de proporções de ramificação, comprimento e diâmetro. Note-se que a auto-similaridade está presente nas três propriedades, uma vez que as proporções são constantes para todos os  $k$ 's. Assim, todos os pais têm a mesma quantidade de filhos e as razões de comprimento e diâmetro são sempre as mesmas em todas as ramificações. Uma característica que pode estar presente em uma árvore é a similaridade geométrica de seus elementos, isto é, seus elementos têm a mesma forma embora tenham tamanhos diferentes. A similaridade geométrica é obtida quando  $\lambda=d$ . A Figura 1 mostra um exemplo de árvore auto-similar.

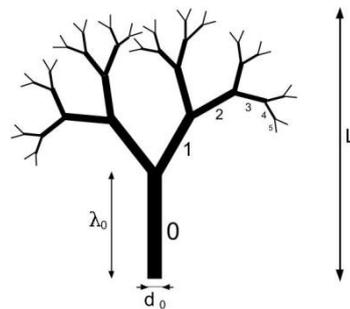


Figura 1. Exemplo de árvore auto-similar em 2D.

## 2.1 VOLUME DAS ÁRVORES

O volume total de uma estrutura ramificada auto-semelhante com tronco de comprimento  $\lambda_0$ , diâmetro  $d_0$  e composto de  $n$  ordens é dado pela soma dos volumes de seus elementos em todas as ordens, i.e.:

$$V_{total} = \sum_{k=0}^{n-1} N_k \frac{\pi}{4} d_k^2 \lambda_k$$

Considere um cilindro de referência com volume:

$$\bar{V} = \frac{\pi}{4} \bar{d}^2 \bar{L}$$

onde  $\bar{L}$  e  $\bar{d}$  são o diâmetro e o comprimento do cilindro de referência. Vamos supor que o diâmetro do cilindro de referência e do progenitor são iguais, isto é,  $\bar{d} = d_0$ , sem perda de generalidade.

Ao definir o mesmo volume para o cilindro único e o sistema ramificado, o comprimento do progenitor é obtido por:

$$\lambda_0 = \bar{L} \left[ \sum_{k=0}^{n-1} \left( \frac{\gamma}{d^2} \right)^k \right]^{-1}, \quad (1)$$

Onde  $\gamma = b/\lambda$ . Assim, se  $d \leq \sqrt{\gamma}$ , então  $\lambda_0 \rightarrow 0$  à medida que  $n$  aumenta. Estamos interessados em um comprimento finito para o progenitor com o aumento de  $n$  e, portanto, consideramos que  $d > \sqrt{\gamma}$ . O parâmetro  $\gamma$  é definido pela razão entre o fator multiplicativo e o fator de tamanhos. Quando  $\gamma > 1$  o comprimento total em cada ordem aumenta gerando uma possibilidade de preencher mais o espaço enquanto que quando  $\gamma < 1$  o comprimento total na ordem decresce com  $k$ . Vale observar que o parâmetro  $\gamma$  tem relação com a dimensão fractal do sistema ramificado, dada por  $D = \log b / \log \lambda$ , isto é,  $D = 1$  equivale a  $\gamma = 1$ ;  $D > 1$  equivale a  $\gamma > 1$ ;  $D < 1$  equivale  $\gamma < 1$ .

## 2.2 ÁREA DE SUPERFÍCIE DAS ÁRVORES

A área de superfície total de uma árvore é dada pela soma das áreas de superfície dos elementos de todas as ordens, dada por:

$$S = \sum_{k=0}^{n-1} N_k \pi d_k \lambda_k .$$

A área de superfície do cilindro de referência é a seguinte:  $\bar{S} = \pi \bar{d} \bar{L}$ . Assim, a razão entre a área superficial total de uma estrutura ramificada e a área de superfície do cilindro de referência, considerando-se o mesmo volume total, i.e. Eq. (1), é:

$$e = \frac{S}{\bar{S}} = \frac{\sum_{k=0}^{n-1} \left( \frac{\gamma}{d} \right)^k}{\sum_{k=0}^{n-1} \left( \frac{\gamma}{d^2} \right)^k}, \quad (2)$$

denominada eficiência. Pode-se mostrar (ver Apêndice) que a eficiência pode ser escrita na forma:

$$e = \left[ \frac{\left( \frac{\gamma}{d^2} \right) - 1}{\left( \frac{\gamma}{d} \right) - 1} \right] \left[ \frac{\left( \frac{\gamma}{d} \right)^n - 1}{\left( \frac{\gamma}{d^2} \right)^n - 1} \right], \quad (3)$$

A eficiência relaciona a área de superfície de uma estrutura ramificada, com a área de superfície de um cilindro com mesmo volume. Então, se  $\bar{d} = d_0$ , a eficiência depende dos parâmetros do sistema  $b, \lambda, d$  e o parâmetro de evolução  $n$ .

## 2.2.1 MAXIMIZAÇÃO DA EFICIÊNCIA E D ÓTIMO

A Figura 2 mostra os gráficos das áreas superficiais relativas, isto é, a sua eficiência, dependendo da proporção dos diâmetros para diferentes valores de  $\gamma$ , que correspondem a gráficos de mesma cor, e diferentes evoluções  $n$ . O gráfico mostra um problema de otimização, ou seja, para um dado  $\gamma = b/\lambda$  e um dado  $n$  há um  $d$  ótimo que maximiza a eficiência. Os valores mais altos das eficiências estão associados a valores mais altos de  $\gamma$ , para um mesmo  $n$ . Note-se que quanto mais evoluída for a árvore, i.e. maior  $n$ , mais eficiente ela será para um mesmo  $\gamma$ .

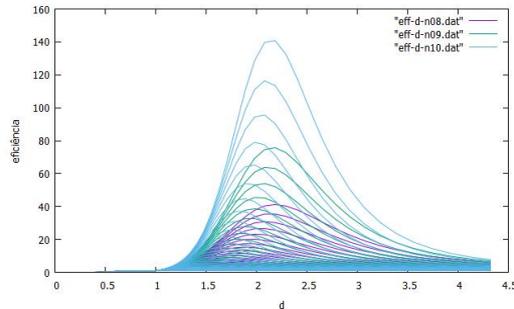


Figura 2. Eficiência vs proporção de diâmetro.

O  $d$  ótimo que maximiza a eficiência é obtido pela derivada parcial da Eq.(2), que conduz à equação:

$$E(d, n) = 2 \left[ \sum_{k=1}^{n-1} k \left( \frac{\gamma}{d^2} \right)^k \right] \left[ \sum_{k=0}^{n-1} \left( \frac{\gamma}{d} \right)^k \right] - \left[ \sum_{k=1}^{n-1} k \left( \frac{\gamma}{d} \right)^k \right] \left[ \sum_{k=0}^{n-1} \left( \frac{\gamma}{d^2} \right)^k \right] = 0$$

No apêndice é mostrado que a proporção do diâmetro ótimo quando a árvore evolui indefinidamente, definida por  $d_{opt}^{\infty} = \lim_{n \rightarrow \infty} d_{opt}(\gamma, n)$ , depende de  $\gamma$  da seguinte forma:

quando  $\gamma > 1$ ,

$$d_{opt}^{\infty} = \sqrt{\gamma}, \quad (4)$$

equando  $\gamma < 1 < d$ ,

$$d_{opt}^{\infty} = 1 + \sqrt{1 - \gamma}, \quad (5)$$

A Figura 3 ilustra o fato de que as raízes de  $E(d, n)$  se aproximam de  $\sqrt{\gamma}$  quando  $n \rightarrow \infty$ .

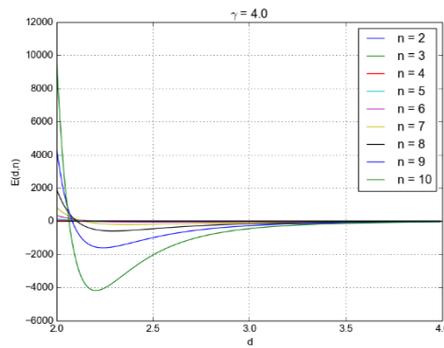


Figura 3. Raízes de  $E(d, n)$  quando  $n \rightarrow \infty$  para  $\gamma = 4$ .

Embora  $d_{opt}^\infty$  seja obtido pelas expressões (4) e (5), os valores de  $d_{opt}$  para sistemas finitos são mais importantes em aplicações. A Figura 4, resultado das raízes de  $E(d, n)$  obtidas numericamente, mostra os valores de  $d_{opt} \times n$  para  $\gamma = 2, 4, 8$ , Fig 4.a. Note-se que os valores de  $d_{opt}$  para pequenos valores de  $n$  são significativamente mais elevados do que  $d_{opt}^\infty$ . Por exemplo, considere  $\gamma = 2$  e  $n = 3$  que leva a  $d_{opt} \approx 2,2$ , enquanto  $d_{opt}^\infty \approx 1,4$ . Note-se ainda, que o  $d_{opt}$  para o caso finito está sempre acima do  $d_{opt}^\infty = \sqrt{\gamma}$ , quando  $\gamma > 1$ . Para  $\gamma < 1 < d$ , tem-se  $d_{opt}^\infty = 1 + \sqrt{1 - \gamma}$ , conforme é ilustrado na Fig. 4.b, para  $\gamma = 0,125 ; 0,25 ; 0,5$ .

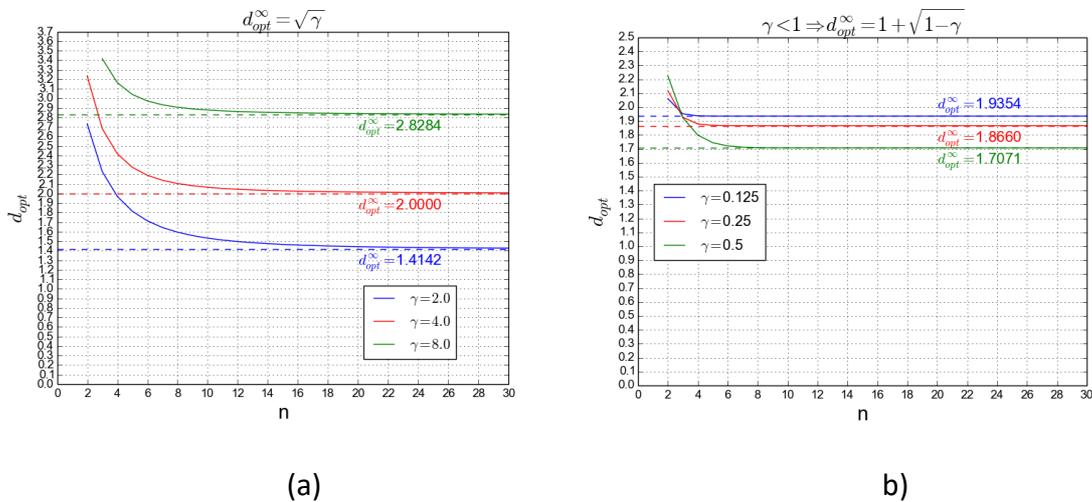


Figura 4.  $d_{opt} \times n$  e  $d_{opt}^\infty$ , para os casos  $\gamma > d > \sqrt{\gamma} > 1$  (a) e  $\gamma < 1 < d$  (b).

## 2.2.2 MAXIMIZAÇÃO DA EFICIÊNCIA COM N

A partir da Eq. (2) vê-se que, se  $d > \gamma$  a eficiência é limitada, dada por  $e = \frac{1}{d} \left( \frac{\lambda d^2 - b}{\lambda d - b} \right)$ , tal como ilustra a Fig. 5. Os parâmetros utilizados são:  $n = 100$ ,  $\gamma = 1.33$  e  $d = 1.4$ , Fig. 5.a;  $n = 100$ ,  $\gamma = 1.33$  e  $d = 1.26$ , Fig. 5.b.

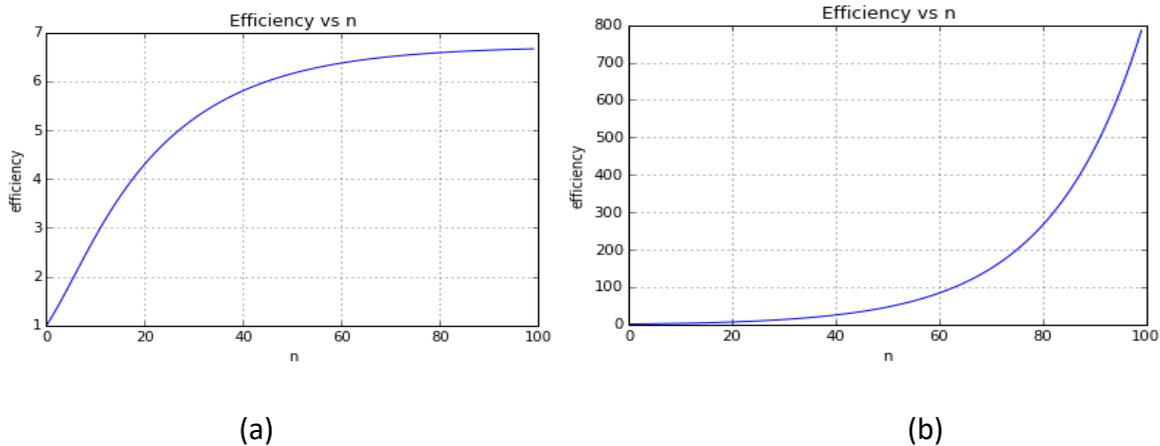


Figura 5. Eficiência ao longo da evolução é limitada quando  $d > \gamma$  (a), aumenta indefinidamente quando  $d < \gamma$  (b).

Note-se que a condição ótima para a proporção diâmetro dada pela Eq. (3), isto é,  $d = \sqrt{\gamma}$ , preenche a condição de crescimento exponencial da eficiência com a evolução  $n$ . Portanto, a fim de gerar elementos de comprimentos finitos ( $d > \sqrt{\gamma}$ ) e aumentar sem limite a eficiência ( $d < \gamma$ ) chega-se ao intervalo de interesse para o parâmetro  $d$ :  $\sqrt{\gamma} < d < \gamma$ .

Observa-se que, quando  $d < \sqrt{\gamma}$  a eficiência aumenta muito mais rapidamente do que quando  $\sqrt{\gamma} < d < \gamma$ , uma vez que o denominador da Eq. (2) converge, mas consideraremos o caso  $d > \sqrt{\gamma}$  para que  $\lambda_0$  seja finito quando  $n \rightarrow \infty$ , ver Fig. 6.

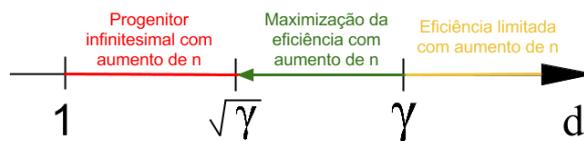


Figura 6. Relação da eficiência com a variação do  $d$ .

## 3. CONCLUSÕES

O presente trabalho mostrou que é possível gerar uma infinidade de estruturas ramificadas com apenas quatro parâmetros, a saber,  $b, \lambda, d$  e  $n$ . A área de superfície destas estruturas ramificadas auto-selhantes pode ser maximizada através da escolha adequada dos parâmetros que as regem. Ou seja, este consiste em um problema de otimização, em que para  $b, \lambda$  e  $n$  dados, é possível encontrar a proporção de diâmetros  $d$  que maximiza a área superficial do sistema. Além disso, existe um intervalo em que  $d_{opt}$  estará, qual seja,  $\sqrt{\gamma} < d_{opt} < \gamma$ .

Os sistemas finitos (que possuem pequenos valores de  $n$ ) são mais importantes em aplicações e para estes, os valores de  $d_{opt}$  são significativamente mais elevados do que  $d_{opt}^{\infty}$ . Note-se que, por exemplo, para  $n = 10$  é possível obter eficiência relativa superior a 100, Fig. 2. Vale observar que o parâmetro  $\gamma = b/\lambda$  corresponde à dimensão fractal  $D = \log b / \log \lambda$  de sistemas auto-similares. O caso  $0 < \gamma < 1$  corresponde ao caso  $0 < D < 1$ , enquanto que o caso  $\gamma > 1$  corresponde ao caso  $D > 1$ . Note-se que o caso  $D = 3$  corresponde ao caso  $\lambda = b^{1/3}$ . Assim, se o sistema é geometricamente similar ( $\lambda = d$ ) então  $D = 3$  corresponde à lei de Murray. Quando o sistema possui similaridade geométrica ( $\lambda = d$ ), então  $d_{opt}^{\infty} = b^{1/3}$ , que corresponde à chamada lei de Murray presente no sistema cardiovascular humano (Murray, 1926). Murray, que seguiu o caminho de Hess (Hess, W.R., 1917) minimizou o volume e a área de superfície locais e verificou que a relação pai-filhos segue um mesmo padrão em toda a árvore.

Dentre as possíveis aplicações do presente estudo sobre áreas de superfície em sistemas ramificados visualiza-se problemas de ancoragem, trocadores de calor, fluidos e descargas elétricas.

## AGRADECIMENTOS

Agradecemos à Universidade Federal de Juiz de Fora (UFJF) pela concessão da bolsa de Iniciação Científica que protagonizou a obtenção dos resultados aqui discutidos e à Fundação de Amparo à Pesquisa de Minas Gerais (FAPEMIG) por oportunizar a participação no XII Simpósio de Mecânica Computacional (SIMMEC).

## NOMENCLATURA

$B$  quantidade de filhos de cada ramo pai

$d$  proporção de diâmetro entre os ramos pai e filho

$n$  quantidade de ordens da estrutura ramificada

$k$  ordem específica da evolução

$d_0$  diâmetro do progenitor

$\bar{S}$  área de superfície do cilindro de referência

$\bar{V}$  volume do cilindro de referência

$D$  Dimensão fractal

$E(d,n)$  derivada parcial da equação e em relação ad

$d_{opt}^{\infty}$  diâmetro ótimo quando a árvore evolui indefinidamente

$V_{total}$  volume total de uma estrutura ramificada auto-semelhante

$N_k$  número de elementos pertencentes à ordem  $k$

$S$  área de superfície total de uma árvore

$e$  eficiência, dada por  $\frac{S}{\bar{S}}$

$e_{\infty}$  valor da eficiência quando  $d > \gamma$

Letras gregas

$\lambda$  proporção de comprimento entre os ramos pai e filho

$\lambda_0$  comprimento do progenitor

$\gamma$  razão entre  $b$  e  $\lambda$ , dado por  $\gamma = \frac{b}{\lambda}$

## REFERÊNCIAS

Barros, M.M., Bevilacqua, L., “Elastic fractal trees: a correspondence among geometry, stress, resilience and material quantity”, *Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering*, Vol. 37, No. 5, pp. 1479-1483, 2015.

Fleury, V., Gouyet, J.F., Leonetti, M., “Branching in Nature: dynamics and morphogenesis of branching structures from cell to river networks”, Springer, 2001. Harris, T.E., “The Theory of Branching Processes”, Courier Corporation, 2002.

Hasleton, P.S., “The internal surface area of the adult human lung”, *Journal of Anatomy*, Vol. 112, No. 3, pp. 391- 400, 1972.

Hess, W.R., “Über die periphereregulierung der blutzirkulation”, *Aus dem physiologischen Institut der Universität Zürich*. 1917.

Honda, H., “Tree Branch Angle”, *Science*, Vol. 199, pp. 888-890, 1978.

Morris, C.E., Homann, U., “Cell Surface Area Regulation and Membrane Tension”, *Journal of Membrane Biology*, Vol. 179, pp. 79–102, 2001.

Murray, C. D., “The physiological principle of minimum work: I. the vascular system and the cost of blood”, *Proc. Natl. Acad. Sci. USA*, Vol. 12, pp. 207-214, 1926.

Randié, M., “On Characterization of Molecular Branching”, *Journal of the American Chemical Society*, Vol. 99, No. 23, pp. 6609-6615, 1975.

Thompson, D’A. W., “On Growth and Form”, Cambridge University Press, 1917.

## APÊNDICE

1) Prova de que  $\lambda_0 = \bar{L} \left[ \sum_{k=0}^{n-1} \left( \frac{\gamma}{d^2} \right)^k \right]^{-1}$ : Temos que  $V_{total} = \sum_{k=0}^{n-1} N_k \frac{\pi}{4} d_k^2 \lambda_k$  e  $\bar{V} = \frac{\pi}{4} \bar{d}^2 \bar{L}$ .

Além disso,  $N_k = b^k$ ;  $d^{-k} = \frac{d_k}{d_0}$ ;  $\lambda^{-k} = \frac{\lambda_k}{\lambda_0}$ . Onde  $\lambda_0$  e  $d_0$  são, respectivamente, comprimento e diâmetro do progenitor. Fazendo  $V_{total} = \bar{V}$ :

$$\sum_{k=0}^{n-1} N_k \frac{\pi}{4} d_k^2 \lambda_k = \frac{\pi}{4} \bar{d}^2 \bar{L} \Rightarrow \sum_{k=0}^{n-1} b^k \left( \frac{d_k}{d_0} \right)^2 \left( \frac{\lambda_k}{\lambda_0} \right) = \left( \frac{\bar{d}}{d_0} \right)^2 \left( \frac{\bar{L}}{\lambda_0} \right) \Rightarrow \sum_{k=0}^{n-1} b^k d^{-2k} \lambda^{-k} = \left( \frac{d_0}{d} \right)^2 \left( \frac{\bar{L}}{\lambda_0} \right) \Rightarrow$$

$$\lambda_0 = \bar{L} \left[ \sum_{k=0}^{n-1} \left( \frac{\gamma}{d^2} \right)^k \right]^{-1}.$$

2) Prova de que  $e = \frac{S}{\bar{S}} = \frac{\sum_{k=0}^{n-1} \left( \frac{\gamma}{d} \right)^k}{\sum_{k=0}^{n-1} \left( \frac{\gamma}{d^2} \right)^k} = \left[ \frac{\left( \frac{\gamma}{d^2} \right) - 1}{\left( \frac{\gamma}{d} \right) - 1} \right] \left[ \frac{\left( \frac{\gamma}{d} \right)^n - 1}{\left( \frac{\gamma}{d^2} \right)^n - 1} \right]$ :

Dada a soma  $S_{n-1} = \sum_{k=0}^{n-1} \left( \frac{a}{x} \right)^k = 1 + \frac{a}{x} + \left( \frac{a}{x} \right)^2 + \dots + \left( \frac{a}{x} \right)^{n-1}$ , efetuando algumas manipulações, temos:

$$\frac{a}{x} S_{n-1} = \sum_{k=0}^{n-1} \left( \frac{a}{x} \right)^{k+1} = \frac{a}{x} + \left( \frac{a}{x} \right)^2 + \left( \frac{a}{x} \right)^3 + \dots + \left( \frac{a}{x} \right)^n$$

$$S_{n-1} - \frac{a}{x} S_{n-1} = 1 - \left( \frac{a}{x} \right)^n \Rightarrow S_{n-1} \left( 1 - \frac{a}{x} \right) = 1 - \left( \frac{a}{x} \right)^n \Rightarrow S_{n-1} \left( \frac{x-a}{x} \right) = 1 - \left( \frac{a}{x} \right)^n$$

$$S_{n-1} = \left( \frac{x-a}{x} \right) \left( 1 - \left( \frac{a}{x} \right)^n \right) \Rightarrow S_{n-1} = \left( \frac{x}{x-a} \right) \left( \left( \frac{a}{x} \right)^n - 1 \right), \text{ aplicando para o caso da eficiência:}$$

$$num = \sum_{k=0}^{n-1} \left( \frac{\gamma}{d} \right)^k = \left( \frac{d}{\gamma - d} \right) (\gamma^n - 1) = \left( \frac{1}{\frac{\gamma}{d} - 1} \right) \left( \left( \frac{\gamma}{d} \right)^n - 1 \right)$$

$$den = \sum_{k=0}^{n-1} \left(\frac{\gamma}{d^2}\right)^k = \left(\frac{d^2}{\gamma - d^2}\right) \left(\left(\frac{\gamma}{d^2}\right)^n - 1\right) = \left(\frac{1}{\left(\frac{\gamma}{d^2}\right) - 1}\right) \left(\left(\frac{\gamma}{d^2}\right)^n - 1\right) \Rightarrow$$

$$e = \frac{num}{den} = \left(\frac{1}{\frac{\gamma}{d} - 1}\right) \left(\frac{\left(\frac{\gamma}{d^2}\right) - 1}{1}\right) \left(\frac{\left(\frac{\gamma}{d}\right)^n - 1}{\left(\frac{\gamma}{d^2}\right)^n - 1}\right) \Rightarrow$$

$$e = \left[\frac{\left(\frac{\gamma}{d^2}\right) - 1}{\left(\frac{\gamma}{d}\right) - 1}\right] \left[\frac{\left(\frac{\gamma}{d}\right)^n - 1}{\left(\frac{\gamma}{d^2}\right)^n - 1}\right].$$

3) Prova de que  $\frac{\partial e}{\partial d} = \frac{\partial}{\partial d} \frac{\sum_{k=0}^{n-1} \left(\frac{\gamma}{d}\right)^k}{\sum_{k=0}^{n-1} \left(\frac{\gamma}{d^2}\right)^k} = E(d, n) = 2 \left[ \sum_{k=1}^{n-1} k \left(\frac{\gamma}{d^2}\right)^k \right] \left[ \sum_{k=0}^{n-1} \left(\frac{\gamma}{d}\right)^k \right] - \left[ \sum_{k=1}^{n-1} k \left(\frac{\gamma}{d}\right)^k \right] \left[ \sum_{k=0}^{n-1} \left(\frac{\gamma}{d^2}\right)^k \right] = 0$

A regra do quociente da derivada nos diz que  $\left(\frac{f(x)}{g(x)}\right)' = \frac{g(x)f'(x) - f(x)g'(x)}{[g(x)]^2}$ , portanto:

$$\frac{\partial}{\partial d} \frac{\sum_{k=0}^{n-1} \left(\frac{\gamma}{d}\right)^k}{\sum_{k=0}^{n-1} \left(\frac{\gamma}{d^2}\right)^k} = \frac{\left[ \sum_{k=0}^{n-1} \left(\frac{\gamma}{d}\right)^k \right] \frac{\partial}{\partial d} \left[ \sum_{k=0}^{n-1} \left(\frac{\gamma}{d^2}\right)^k \right] - \left[ \sum_{k=0}^{n-1} \left(\frac{\gamma}{d^2}\right)^k \right] \frac{\partial}{\partial d} \left[ \sum_{k=0}^{n-1} \left(\frac{\gamma}{d}\right)^k \right]}{\left[ \sum_{k=0}^{n-1} \left(\frac{\gamma}{d^2}\right)^k \right]^2}. \text{ Como estamos igualando a derivada a 0, a}$$

fim de se obter o ponto de máximo, o denominador irá desaparecer, pois  $\left[ \sum_{k=0}^{n-1} \left(\frac{\gamma}{d^2}\right)^k \right]^2 \times 0 = 0$ . Logo:

$$\left[ \sum_{k=0}^{n-1} \left(\frac{\gamma}{d}\right)^k \right] \frac{\partial}{\partial d} \left[ \sum_{k=0}^{n-1} \left(\frac{\gamma}{d^2}\right)^k \right] - \left[ \sum_{k=0}^{n-1} \left(\frac{\gamma}{d^2}\right)^k \right] \frac{\partial}{\partial d} \left[ \sum_{k=0}^{n-1} \left(\frac{\gamma}{d}\right)^k \right] = 0. \tag{6}$$

Calculando as derivadas separadamente:

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial d} \left[ \sum_{k=0}^{n-1} \left(\frac{\gamma}{d}\right)^k \right] &= \sum_{k=0}^{n-1} \gamma^k d^{-k-1} = \sum_{k=0}^{n-1} -k \gamma^k d^{-k-1} \\ &= \sum_{k=0}^{n-1} \frac{-k \gamma^k}{d^k d} = -\frac{1}{d} \sum_{k=0}^{n-1} \frac{k \gamma^k}{d^k} = -\frac{1}{d} \sum_{k=0}^{n-1} k \left(\frac{\gamma}{d}\right)^k. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial d} &= \left[ \sum_{k=0}^{n-1} \left( \frac{\gamma}{d^2} \right)^k \right] = \sum_{k=0}^{n-1} \gamma^k d^{-2k} = \sum_{k=0}^{n-1} -2k \gamma^k d^{-2k-1} \\ &= \sum_{k=0}^{n-1} \frac{-2k \gamma^k}{d^{2k} d} = -\frac{2}{d} \sum_{k=0}^{n-1} \frac{k \gamma^k}{d^{2k}} = -\frac{2}{d} \sum_{k=0}^{n-1} k \left( \frac{\gamma}{d^2} \right)^k . \end{aligned}$$

Substituindo os resultados na equação Eq. (6):

$$\begin{aligned} &\left[ \sum_{k=0}^{n-1} \left( \frac{\gamma}{d^2} \right)^k \right] \left[ -\frac{1}{d} \sum_{k=0}^{n-1} k \left( \frac{\gamma}{d} \right)^k \right] - \left[ \sum_{k=0}^{n-1} \left( \frac{\gamma}{d} \right)^k \right] \left[ -\frac{2}{d} \sum_{k=0}^{n-1} k \left( \frac{\gamma}{d^2} \right)^k \right] = 0 \Rightarrow \\ &-\frac{1}{d} \left[ \sum_{k=0}^{n-1} \left( \frac{\gamma}{d} \right)^k \right] \left[ \sum_{k=0}^{n-1} k \left( \frac{\gamma}{d} \right)^k \right] - \left( -\frac{2}{d} \right) \left[ \sum_{k=0}^{n-1} \left( \frac{\gamma}{d} \right)^k \right] \left[ \sum_{k=0}^{n-1} k \left( \frac{\gamma}{d^2} \right)^k \right] = 0 \Rightarrow \\ &E(d, n) = 2 \left[ \sum_{k=1}^{n-1} k \left( \frac{\gamma}{d^2} \right)^k \right] \left[ \sum_{k=0}^{n-1} \left( \frac{\gamma}{d} \right)^k \right] - \left[ \sum_{k=1}^{n-1} k \left( \frac{\gamma}{d} \right)^k \right] \left[ \sum_{k=0}^{n-1} \left( \frac{\gamma}{d^2} \right)^k \right] = 0 \end{aligned}$$

4. Prova de que  $d_{opt}^{\infty} = \sqrt{\gamma}$  : Caso em que  $\gamma > 1$  e  $\sqrt{\gamma} < d < \gamma$

Supondo  $\gamma, d > 0, d \in R$ . Da desigualdade  $d > \sqrt{\gamma}$  obtemos  $\frac{1}{d} < \frac{\gamma}{d^2} < 1$ , portanto  $\left| \frac{\gamma}{d^2} < 1 \right|$  e assim temos:

$$\begin{aligned} &\sum_{k=0}^{\infty} \left( \frac{\gamma}{d^2} \right)^k \\ &= \frac{1}{1 - \frac{\gamma}{d^2}} \end{aligned} \tag{7}$$

Tomando  $n_1 \in \mathbb{N}$  suficientemente grande, então:

$$\begin{aligned} &\sum_{k=0}^{n_1} \left( \frac{\gamma}{d^2} \right)^k \\ &\approx \frac{1}{1 - \frac{\gamma}{d^2}} \end{aligned} \tag{8}$$

A partir da equação da eficiência  $= \frac{S}{s} = \frac{\sum_{k=0}^{n_1-1} \left(\frac{\gamma}{d}\right)^k}{\sum_{k=0}^{n_1-1} \left(\frac{\gamma}{d^2}\right)^k}$ , para o referido  $n_1$ :

$$e \approx \frac{\sum_{k=0}^{n_1-1} \left(\frac{\gamma}{d}\right)^k}{\frac{1}{1-\frac{\gamma}{d^2}}} = \left(1 - \frac{\gamma}{d^2}\right) \sum_{k=0}^{n_1-1} \left(\frac{\gamma}{d}\right)^k = \sum_{k=0}^{n_1-1} \left(\frac{\gamma}{d}\right)^k - \sum_{k=0}^{n_1-1} \frac{\gamma^{k+1}}{d^{k+2}}.$$

O ponto de maior eficiência, é dado quando  $e' = 0$ , ou seja:

$$\left(\sum_{k=0}^{n_1-1} \left(\frac{\gamma}{d}\right)^k - \sum_{k=0}^{n_1-1} \frac{\gamma^{k+1}}{d^{k+2}}\right)' = 0 \Rightarrow \sum_{k=0}^{n_1-1} -k \frac{\gamma^k}{d^{k+1}} + (k+2) \sum_{k=0}^{n_1-1} \frac{\gamma^{k+1}}{d^{k+3}} = 0 \Rightarrow$$

$$\sum_{k=0}^{n_1-1} \left(\frac{\gamma}{d}\right)^k \left(-\frac{k}{d} + (k+2) \frac{\gamma}{d^3}\right) = 0.$$

Como  $\frac{\gamma}{d} > 0$  temos que:  $\frac{k}{d} = (k+2) \frac{\gamma}{d^3} \Rightarrow d^2 = \left(\frac{k+2}{k}\right) \gamma \Rightarrow d = \sqrt{\left(\frac{k+2}{k}\right) \gamma}$ . Portanto, para um  $n_2$

suficientemente grande temos:  $d \approx \sqrt{\gamma} \Leftrightarrow d_{opt}^{\infty} = \sqrt{\gamma}$ . (9)

Tomando  $n_0 = \max\{n_1, n_2\}$ , satisfazemos as Eq. (8) e Eq. (9).

5. Prova de que  $d_{opt}^{\infty} = 1 + \sqrt{1-\gamma}$ : Para  $\gamma < 1 < d$ ,

$$e \approx \frac{\frac{1}{1-\frac{\gamma}{d}}}{\frac{1}{1-\frac{\gamma}{d^2}}} = \frac{1-\frac{\gamma}{d^2}}{1-\frac{\gamma}{d}} = \frac{1}{d} \left(\frac{d^2-\gamma}{d-\gamma}\right) \Rightarrow$$

$$e' = \frac{-\gamma d^2 + 2\gamma d - \gamma^2}{(d-\gamma)^2 d^2} = 0 \Rightarrow d^2 - 2d + \gamma = 0 \Rightarrow$$

$$d_{opt}^{\infty} = 1 + \sqrt{1-\gamma}.$$

6. Prova de que  $e_{\infty} = \frac{1}{d} \left(\frac{d^2-\gamma}{d-\gamma}\right)$ : Temos que  $e = \frac{\left[\left(\frac{\gamma}{d^2}\right)^{-1}\right] \left[\left(\frac{\gamma}{d}\right)^n - 1\right]}{\left[\left(\frac{\gamma}{d}\right)^{-1}\right] \left[\left(\frac{\gamma}{d^2}\right)^n - 1\right]} \Rightarrow$

$$\begin{aligned} \lim_{n \rightarrow \infty} \left\{ \left[ \frac{\left(\frac{\gamma}{d^2}\right) - 1}{\left(\frac{\gamma}{d}\right) - 1} \right] \left[ \frac{\left(\frac{\gamma}{d}\right)^n - 1}{\left(\frac{\gamma}{d^2}\right)^n - 1} \right] \right\} \\ = \left[ \frac{\left(\frac{\gamma}{d^2}\right) - 1}{\left(\frac{\gamma}{d}\right) - 1} \right] \lim_{n \rightarrow \infty} \left[ \frac{\left(\frac{\gamma}{d}\right)^n - 1}{\left(\frac{\gamma}{d^2}\right)^n - 1} \right] = \left[ \frac{\left(\frac{\gamma}{d^2}\right) - 1}{\left(\frac{\gamma}{d}\right) - 1} \right] \lim_{n \rightarrow \infty} \left[ \frac{\left(\frac{\gamma}{d}\right)^n - 1}{\left(\frac{\gamma}{d}\right)^n \left(\frac{1}{d^n}\right) - 1} \right] \Rightarrow \end{aligned}$$

Como  $d > \gamma$ , temos que  $\lim_{n \rightarrow \infty} \left(\frac{\gamma}{d}\right)^n = 0$  e  $\lim_{n \rightarrow \infty} \frac{1}{d^n} = 0$ , portanto:

$$\left[ \frac{\left(\frac{\gamma}{d^2}\right) - 1}{\left(\frac{\gamma}{d}\right) - 1} \right] \lim_{n \rightarrow \infty} \left[ \frac{\left(\frac{\gamma}{d}\right)^n - 1}{\left(\frac{\gamma}{d}\right)^n \left(\frac{1}{d^n}\right) - 1} \right] = \left[ \frac{\left(\frac{\gamma}{d^2}\right) - 1}{\left(\frac{\gamma}{d}\right) - 1} \right] \frac{(-1)}{(-1)} = \left[ \frac{\left(\frac{b}{\lambda d^2}\right) - 1}{\left(\frac{b}{\lambda d}\right) - 1} \right] = \frac{b - \lambda d^2}{\lambda d^2} = \frac{b - \lambda d}{\lambda d}$$

$$= \frac{b - \lambda d^2}{\lambda d^2} \frac{b - \lambda d}{\lambda d} =$$

$$= \frac{1}{d} \left( \frac{\lambda d^2 - b}{\lambda d - b} \right) \Rightarrow$$

$$e_{\infty} = \frac{1}{d} \left( \frac{d^2 - \gamma}{d - \gamma} \right).$$

## NOTA DE RESPONSABILIDADE

Os autores são os únicos responsáveis pelo material reproduzido nesse artigo.

## OBTENÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE SOLO RESIDUAL DO VALE DO RIBEIRA/SP POR MEIO DE RETROANÁLISE DE RUPTURA

*Pedro Hespanha Almeida (PUC Minas)*

*Luciene Oliveira Menezes (PUC Minas)*

*Alexandre Augusto Vergani (Intercement Brasil S.A)*

**Resumo:** Apresenta-se a retro análise de uma ruptura circular de talude em solo residual de micaxisto, em área de mineração. Propõe-se uma metodologia ampliada, onde além do retro análise dos parâmetros geotécnicos no *Slide*, o diagnóstico do mecanismo de ruptura foi avaliado por meio de vistorias de campo, levantamento topográfico, pesquisa de dados existentes, análises químicas e mineralógicas, e realização de ensaios de granulometria e limites de consistência. Os resultados mostraram que o solo é um Silte areno-argiloso de baixa plasticidade, com minerais de caulinita, quartzo e mica. Os parâmetros geotécnicos obtidos foram  $\phi' = 32^\circ$  e  $c' = 12,94$  kPa. A coesão divergiu da bibliografia, o que pode ser explicado pelas características do solo local. O resultado deste trabalho ressalta o valor do acompanhamento geotécnico em atividades de mineração, permitindo conhecer as causas de eventos de ruptura que podem colaborar com a previsão e prevenção de eventos semelhantes no futuro, além de atender ao solicitado na NR 22.14, a respeito do monitoramento e controle geotécnico dos taludes de mineração a céu aberto.

**Palavras-chave:** solos residuais, análise de estabilidade, retro análise, análise mineralógica, caracterização de solos.

## 1. INTRODUÇÃO

O local investigado neste trabalho é uma mina de extração de argila para produção de cimento, localizada em Cajati, no Vale do Ribeira, região sul do estado de São Paulo. A mina, já exaurida e encerrada, foi lavrada pelo método a céu aberto, com corte e escavação de bancadas em meia-encosta. Na configuração final, foram deixadas 4 bancadas em solo, com altura média de 10 metros cada e bermas de até 5 metros de largura.

O minério lavrado na mina (chamado de *argila* por convenção), consiste num solo residual de micaxisto, onde são visíveis algumas estruturas reliquias de foliação da rocha, bem como cristais de minerais componentes, como quartzo e mica.

Os indícios de ruptura na primeira bancada surgiram na forma de trincas, detectadas em outubro de 2016. No mês seguinte, após uma semana de chuvas intensas, observou-se a ruptura total da bancada, em formato aproximadamente circular, onde o material desceu gerando um degrau visível na berma.

Os estudos realizados envolveram levantamento topográfico da área antes e após a ruptura, geração de um modelo digital do terreno em 3 dimensões, coleta de amostras deformadas, realização de ensaios de massa específica dos sólidos, granulometria completa, limites de liquidez, plasticidade e contração, análises instrumentais de FRX (fluorescência de raios-x) e DRX (difração de raios-x) e, finalmente, retro análises buscando-se obter os parâmetros geotécnicos de coesão ( $c$ ) e de ângulo de atrito ( $\phi$ ) do solo.

A maioria dos solos, afirma FERNANDES (2011), sofre ruptura de acordo com o *critério de Mohr-Coulomb*. Por esse critério, a ruptura ocorre por uma combinação entre a tensão normal  $\sigma$  e a tensão cisalhante  $\tau$ , aplicadas no solo. A relação entre ambas as tensões se define graficamente por uma curva, a chamada *envoltória de Mohr-Coulomb* (DAS, 2014). Para simplificação, essa envoltória pode ser suficientemente aproximada por uma reta.

A equação (1) mostra a relação matemática linear que define esse critério de ruptura:

$$\tau_f = c + \sigma \tan(\phi) \quad (1)$$

Nessa equação,  $\phi$  é o chamado *ângulo de atrito* e  $c$  é a *coesão do solo*. Ambos são chamados de *parâmetros geotécnicos*, que definem graficamente o comportamento da reta no critério de ruptura.

A obtenção dos parâmetros geotécnicos locais é uma etapa pela qual passa todo projeto de estabilização de taludes em solo. Para os estudos preliminares, é comum utilizar-se de parâmetros de referência encontrados na bibliografia, ou dos obtidos experimentalmente em locais próximos ao do

estudo. Já para etapas de maior detalhamento, é importante que se conheça os parâmetros geotécnicos diretamente por meio de ensaios, ou indiretamente por correlações coerentes com outras propriedades do solo.

De acordo com GOMES e BARROS (2005), a técnica da *retroanálise* é um dos meios de maior praticidade e menor custo para se obter uma estimativa dos parâmetros geotécnicos de um solo que já sofreu ruptura. A técnica se baseia no princípio de que quando um talude se rompe, seu Fator de Segurança (FS) tem valor igual à unidade (1,00). De forma resumida, o FS consiste na razão entre as forças ou momentos resistentes no solo e as forças ou momentos atuantes, ou seja, a partir do momento em que essa razão é igual a 1,00, considera-se que a ruptura ocorre.

Conhecendo-se a geometria do talude antes e após a ruptura é possível simular a situação de ruptura iminente, quando o FS se igualou a 1,00, e estimar o par de parâmetros  $c$  e  $\phi$  com razoável precisão.

Por se tratar da utilização de um modelo matemático que sempre dará um resultado, condizente ou não com a realidade, a retroanálise deve estar associada a informações adicionais, como a origem e formação do solo, a granulometria e plasticidade, a mineralogia, e as condições geomorfológicas, hidrológicas e antrópicas que podem condicionar e deflagrar a ruptura. Como reiteram DUARTE, LADEIRA e GOMES (2004), não é possível realizar uma avaliação geotécnica completa de solos residuais sem a contribuição dos dados químicos em correspondência com os dados mineralógicos. Com uma metodologia mais ampliada de análise é possível realizar o diagnóstico do mecanismo de ruptura e seus condicionantes de forma mais assertiva.

Uma das informações de caracterização do solo que pode auxiliar na retroanálise, e que foi relevante para este estudo, é a sua propensão a formar trincas quando perde umidade. As trincas podem se preencher de água em períodos chuvosos e saturar o solo ao seu redor, favorecendo a ocorrência de rupturas. Scheidig *apud* MURTHY (2002) definiu o grau de contração ( $G_c$ ) a partir de resultados do limite de contração do solo, para avaliar a propensão a formar trincas de um solo em barragens de aterro ou taludes de corte.

Outro ponto de interesse com esse trabalho é reforçar o cumprimento da NR 22 (Norma Regulamentadora 22), editada pelo Ministério do Trabalho, a qual cita em seu subitem 22.14 (Estabilidade dos Maciços) que as empresas devem “*monitorar e controlar as bancadas e taludes de minas a céu aberto*” e “*verificar o impacto sobre a estabilidade de áreas anteriormente lavradas*”. Isso posto, o trabalho apresentado neste artigo se enquadraria, também, como atendimento à NR 22.

Finalmente, espera-se com esse estudo utilizar as informações geradas pela ruptura do solo para melhorar o conhecimento de seus parâmetros geotécnicos e mecanismo de ruptura e permitir a utilização dos mesmos nos projetos de retaludamento e recuperação ambiental na área.

## 2. INVESTIGAÇÕES E DIAGNÓSTICO

### 2.1 VISTORIA DE CAMPO E COLETA DE AMOSTRAS

O local da ruptura foi monitorado em três momentos. O primeira foi em outubro de 2016, quando os indícios de trinca na primeira bancada (entre as cotas 32 e 42) apareceram. Depois, em novembro do mesmo ano, após fortes chuvas, quando foi constatada a ruptura e movimentação de massa, fez-se nova vistoria. Nessa ocasião, a área já estava isolada e com acesso bloqueado, para fins de segurança. Finalmente, em maio de 2017, foi feita uma terceira visita, para levantamento topográfico e coleta de amostras deformadas do solo. As Figuras 1, 2 e 3 mostram o registro feito nas vistorias de campo.



Figura 1. Trincas observadas na berma, em outubro de 2016.

A ruptura, de formato aproximadamente circular, apresentava em planta um comprimento de 23 metros no maior eixo. O desnível na berma após o deslocamento da massa foi de 55 centímetros. Quanto à geometria do talude rompido, o mesmo possuía uma altura de aproximadamente 9,50 metros, ângulo de face de 33 graus com a horizontal, e a berma cortada pela ruptura possuía 5 metros de largura. Essas informações tomadas em campo depois foram confirmadas na medição topográfica em maio de 2017.



Figura 2. Área após a ruptura, registro de novembro de 2016. Detalhe para a berma interrompida e o desnível gerado.

A coleta de amostras deformadas do material rompido ocorreu na terceira vistoria, buscando-se amostrar toda a extensão da área, num total de 5 kg de solo recolhido em sacos plásticos lacrados para preservar a umidade natural.



Figura 3. Situação final após ruptura e deslocamento da massa, em maio de 2017.

Também na terceira vistoria, buscou-se fazer o reconhecimento de propriedades do solo para posterior classificação do mesmo dentro do software RocData. A face intacta do solo na superfície de ruptura resistiu à pressão feita com a unha, mas foi cortada por um canivete, situando sua resistência à compressão num patamar inferior. Algumas estruturas remanescentes da rocha foram reconhecidas em campo, indicando tratar-se de um solo residual, e essas estruturas, provavelmente foliações, apresentaram um mergulho subvertical. Todos esses dados foram registrados para posterior entrada no *software*.

## 2.2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA E DADOS EXISTENTES

Nessa etapa do estudo, os dados disponíveis da descrição do ambiente geológico regional e local onde o talude se insere foram levantados, bem como as informações geotécnicas preliminares que pudessem ser úteis para um maior entendimento do maciço rompido.

## 2.2.1 GEOLOGIA GERAL E REGIONAL

A região que abrange o município de Cajati foi mapeada em escala 1:100.000 na Folha Eldorado Paulista (SG.22-X-B-VI), publicada pela CPRM (Serviço Geológico Brasileiro).

Regionalmente, a área estudada se insere no domínio das unidades litoestratigráficas Formação Turvo-Cajati e Formação Pariquera - Açú (retirado de FALEIROS e PAVAN, 2013).

A Formação Turvo-Cajati, datada do Neoproterozóico, serve de encaixante para as rochas da Suíte Intrusiva Jacupiranga, originadas do magmatismo de idade mesozóica, portanto mais recentes na cronologia. As rochas da Formação Turvo-Cajati são de médio a alto grau de metamorfismo. Predominam os micaxistos, quartzo-xistos, metassiltitos e filitos como as rochas mais representativas dessa unidade, intercalados com metassedimentos arenosos e carbonáticos. Sobreposta a essa formação, estão os lamitos, arenitos e paraconglomerados da Formação Pariquera-Açú, datados do Cenozóico, que são mineralogicamente imaturos e também formam intercalações com os micaxistos, preenchendo canais em contatos erosivos.

Localmente, o local da ruptura consistia num pequeno morro com base na cota 30 e topo na cota 60, o qual foi lavrado pelo método a céu aberto, preservando a meia encosta. O solo existente nos taludes da mina é um solo residual das rochas metamórficas da Formação Turvo-Cajati, informação que foi confirmada pelas estruturas reliquias (foliações) reconhecidas em campo, e pelos fragmentos de rocha e minerais preservados na base da encosta lavrada, certamente já próximos do final do horizonte de alteração. Foram identificados quartzo e mica, corroborando a informação obtida em nível regional.

## 2.2.2 LEVANTAMENTO DE DADOS GEOTÉCNICOS PRELIMINARES

Com esse levantamento, a ideia foi obter parâmetros geotécnicos de referência para uso na etapa inicial de retro análise, e dessa forma limitar a pesquisa a um par de parâmetros que fosse coerente com os observados para o tipo de solo estudado. Os parâmetros descritos a seguir, com suas respectivas formas de obtenção, estão listados na Tabela 1.

Foram empreendidas visitas a órgãos administrativos de Cajati em busca de informações de sondagens simples com ensaio SPT (*standard penetration test*) realizadas para obras públicas próximas à mina, ou no mínimo em solos do mesmo domínio geológico. Também foram consultadas empresas mineradoras e de engenharia da região, para tentativas de obtenção de dados de sondagem ou mesmo de parâmetros geotécnicos já determinados em estudos dessas empresas.

Relativamente às sondagens com SPT, foi localizado um relatório contendo furos feitos em argila a uma distância de 2,70 km da ruptura estudada, em unidade litoestratigráfica compatível, e na área urbana de Cajati. Dentre as sondagens obtidas, essa foi a que mais se aproximou dos critérios desejados, portanto a partir de seus índices de resistência à penetração (N do SPT médio de 30), os parâmetros  $c'$  e  $\phi'$  foram estimados com uso de equações de correlação em planilha eletrônica.

Nos contatos com empresas da região, foram obtidos parâmetros geotécnicos de um solo chamado “saprolito de xisto” cuja descrição de cor, textura e peso específico se aproximam do solo estudado. Para manter a confidencialidade, a empresa não disponibilizou seus estudos para que se verificasse a forma de obtenção destes parâmetros.

Numa terceira frente de investigação, os dados coletados nas vistorias de campo (a citar: textura e resistência à compressão) foram inseridos no *RocData*, o qual retorna com parâmetros geotécnicos médios de acordo com seu banco de dados.

A Tabela 1 resume as fontes consultadas e os parâmetros obtidos:

**Tabela 1. Parâmetros geotécnicos preliminares.**

Fonte	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)
Correlação com N do SPT de furo próximo.	17,5	46,0	36,0
Fornecido por empresa de engenharia local.	19,0	50,0	28,0
Informações de campo inseridas no <i>RocData</i> .	17,5	26,0	33,3

Onde:

$\gamma$  = peso específico *in situ*

$c'$  = coesão efetiva

$\phi'$  = ângulo de atrito efetivo

Desta primeira avaliação, percebeu-se proximidade dos valores estimados de peso específico e do ângulo de atrito. Para a coesão, o valor obtido no *RocData* foi discrepante em relação aos dois primeiros. Seguindo o método sugerido em GOMES e BARROS (2005), decidiu-se adotar o valor médio de 32° para o ângulo de atrito efetivo, como representativo da média do solo e coerente com os dados

obtidos em três fontes de diferentes graus de confiabilidade. Portanto, o parâmetro de coesão  $c'$  ficou por determinar por meio da retroanálise.

## 2.3 LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO E GERAÇÃO DO MODELO DIGITAL DO TERRENO (MDT)

A determinação das condições de contorno do solo no momento da ruptura é essencial para a aplicação do método do retro análise. Dentre essas condições, envolve conhecer a geometria do talude antes e após a ruptura.

O levantamento topográfico da mina foi elaborado no datum horizontal SIRGAS 2000, quadrícula 22 S, e datado de antes da ruptura. Em maio de 2017 foi realizado um cadastramento da ruptura e de seu entorno, o que permitiu gerar modelos digitais do terreno (MDT) e seções verticais, apresentados, respectivamente, nas Figuras 4 e 5.

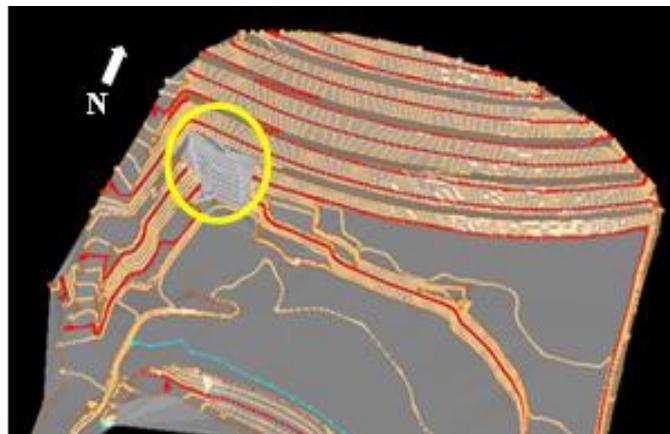


Figura 4. MDT da mina obtido a partir do levantamento topográfico de maio de 2017. A ruptura está destacada no círculo amarelo.

De posse das seções, foi possível confirmar as medidas de campo da geometria do talude, e também a altura do desnível gerado pelo movimento de massa após a ruptura. Das duas seções foi selecionada uma, passando pelo meio do semicírculo desenhado pela ruptura, como representativa do talude, para modelagem no *software Slide*.

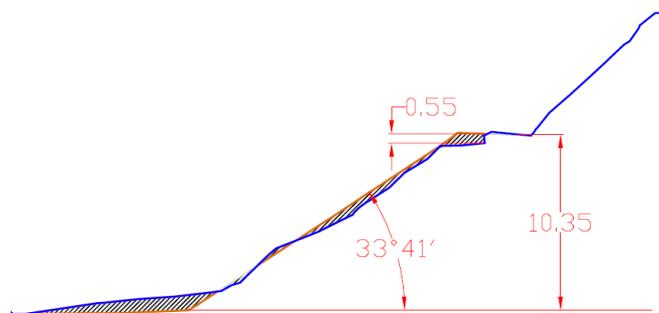


Figura 5. Seção crítica da ruptura, com indicação das grandezas geométricas. As hachuras indicam o movimento de massa e acumulação no pé da bancada.

## 2.4 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO EM LABORATÓRIO

A massa de amostra deformada foi separada em alíquotas para realização de diversos ensaios para caracterização do solo.

A partir de um peneiramento inicial em 2 mm, foram separadas a fração passante e a retida. A fração passante era composta predominantemente por argilominerais, mica (reconhecida pela análise táctil e visual) e areia de quartzo. A fração retida exibiu fragmentos de quartzo, mica e de um mineral friável de cor preta, que não foi identificado nessa etapa.



Figura 6. Amostra peneirada. Material passante em 2 mm (acima) e retido em 2 mm (abaixo).



Figura 7. Fragmentos minerais de cor preta, não identificados visualmente, retidos em 2 mm.

Foram realizados os ensaios: granulometria por peneiramento e sedimentação; teor de umidade natural; densidade real dos grãos; e limites de Atterberg (contração, plasticidade e liquidez).

Uma fração homogênea do solo foi encaminhada para análises de fluorescência (FRX) e de difração (DRX), para obtenção de sua composição química e mineralógica.

A Tabela 2 e a Tabela 3 a seguir apresentam os principais resultados obtidos nos ensaios de caracterização do solo.

Tabela 2. Granulometria do solo por peneiramento e sedimentação

Classificação	%	Diâmetro da Partícula
Argila	12,4	$\phi < 0,002$ mm
Silte	66,5	$0,002$ mm $< \phi < 0,06$ mm
Areia Fina	17,4	$0,06$ mm $< \phi < 0,2$ mm
Areia Média	1,6	$0,2$ mm $< \phi < 0,6$ mm
Areia Grossa	0,5	$0,6$ mm $< \phi < 2,0$ mm
Pedreg. Fino	0,8	$2,0$ mm $< \phi < 6,0$ mm
Pedreg. Médio	0,8	$6,0$ mm $< \phi < 20,0$ mm
Acumulado	100,0	-

Com os resultados da granulometria, o solo estudado se enquadra como um silte areno-argiloso.

Tabela 3. Resultados dos ensaios de caracterização.

Ensaio	Resultado	Unidade
Teor de Umidade Natural	25,46	%
Densidade Real dos Grãos	2,735	g/cm <sup>3</sup>
Limite de Contração (LC)	36,95	%
Limite de Plasticidade (LP)	35,36	%
Limite de Liquidez (LL)	41,80	%
Índice de Plasticidade	6,44	%

O teor de umidade natural é alto, o que é característico do solo tropical da região e do regime constante de chuvas.

Quanto aos limites de Atterberg, observou-se uma possível anomalia, em que o limite de contração (LC) foi maior que o limite de plasticidade (LP). Os ensaios foram repetidos para verificação e os resultados se mantiveram. Considerou-se que o solo estudado possui um LC alto e muito próximo ao LP. Na prática, isso significa que o solo permanece no estado sólido sem alterar o seu volume até um valor alto de umidade, que é o LC (transição do estado sólido para semi-sólido). Após este valor, aumentando a umidade em valor baixíssimo ou nulo, pois LC é considerado igual ao LP, entra-se no estado plástico com umidade igual ao LP. Logo em seguida, com acréscimo de 6,44% de umidade, já alcança-se o estado líquido.

Esse valor de 6,44% corresponde ao índice de plasticidade (IP) do solo, dado pela diferença entre o limite de liquidez (LL) e o limite de plasticidade (LP), e é indicativo de um solo de *baixa plasticidade* (DAS, 2014). A caulinita é do grupo dos argilominerais mais comuns em solos, seguido do grupo das illitas e montmorilonitas. Segundo MITCHELL (1976), dentre esses três grupos, a caulinita apresenta menores valores de IP, e maiores valores de LC. O valor de IP obtido é um indicativo de predominância de minerais cauliníticos, bem como de minerais micáceos não ativos.

Usando a metodologia proposta por Scheidig *apud* MURTHY (2002), os dados experimentais foram usados para calcular o grau de contração (Gc) do solo, de acordo com a equação (2):

$$Gc(\%) = 100 \times \frac{(V_1 - V_2)}{V_1} \quad (2)$$

$V_1$

onde:  $V_1$  corresponde ao volume da cápsula do ensaio de determinação do LC, e  $V_2$  é o volume do solo após a secagem no final do mesmo ensaio. Scheidig propôs os valores mostrados na Tabela 4 para classificar a qualidade dos solos quanto à formação de trincas, de acordo com o  $G_c$ :

Tabela 4. Classificação do solo de acordo com o grau de contração ( $G_c$ ). Adaptado de Scheidig *apud* MURTHY (2002).

$G_c$ (%)	Qualidade do Solo
< 5	Bom
5 a 10	Regular
10 a 15	Pobre
> 15	Péssimo

O  $G_c$  obtido para o solo foi de 40,5%, indicando tratar-se de um material de péssima qualidade, muito propenso a formar trincas na secagem. A situação é agravada quando a superfície do solo se encontra desprovida de cobertura vegetal, natural ou não, o que era o caso do talude de mineração estudado.

Quanto às análises instrumentais de FRX e DRX, os resultados fornecidos estão dispostos na Tabela 5 e na Tabela 6 a seguir:

Tabela 5. Composição química da amostra, determinada por FRX.

Óxido	% na amostra
SiO <sub>2</sub>	64,00
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	14,90
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	6,08
CaO	0,03
MgO	0,36
MnO	5,11
K <sub>2</sub> O	0,71
Minoritários	1,58
Perda ao Fogo	7,02

Tabela 6. Composição mineralógica da amostra, determinada por DRX.

Mineral	Fórmula	% massa
Caulinita	$\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})$	43,9
Quartzo	$\text{SiO}_2$	42,0
Mica (muscovita)	$\text{KAl}_2\text{Si}_3\text{AlO}_{10}(\text{OH},\text{F})_2$	12,0
Talco	$\text{Mg}_6(\text{Si}_8\text{O}_{20})(\text{OH})_4$	1,2
Pirocroíta	$\text{Mn}(\text{OH})_2$	1,0

Segundo LAMBE e WHITMAN (1976), as substâncias inorgânicas na porção argila do solo pode ser divididas em argilominerais e minerais não-argílicos. Dentre os principais argilominerais pode citar a caulinita, a illita e a montmorilonita. Já dos minerais não argílicos cita-se hidróxidos de Fe e Al, quartzo, micas, feldspatos, calcita e dolomita. A análise por DRX confirmou a predominância da caulinita como principal argilomineral, corroborando o indício dado pelos limites de Atterberg. O quartzo e a mica foram identificados previamente nas vistorias de campo e confirmados nessa análise, e também colaboram para o resultado de IP baixo e LC alto. O mineral da Figura 7 foi identificado como a pirocroíta (hidróxido de manganês), pouco representativo em massa, porém com contribuição significativa para o teor de Mn do solo.

## 2.5 MODELAMENTO EM SOFTWARE E REALIZAÇÃO DE RETROANÁLISES

Nessa etapa, considerou-se todos os dados reunidos sobre o solo e a ruptura para modelamento da seção de análise no *Slide*. A geometria original do talude foi dada pelo levantamento topográfico. A superfície de ruptura seguiu os 55 cm iniciais, visíveis em campo e medidos pela topografia, e o restante foi interpretado seguindo a forma esperada para uma ruptura circular.

A posição do N.A. foi um problema de mais difícil determinação, pois não se dispunha de instrumentação na mina (indicadores de nível d'água ou piezômetros). Diante dessa indisponibilidade, baseou-se nas medidas de campo e informações da documentação técnica disponível. O nível de base regional foi medido na cota 30, o que o situaria um pouco abaixo do piso da mina, sendo esse inclusive o motivo da cessação da atividade mineira, para não interceptar o nível d'água. Na vistoria de campo, no mesmo talude e a 15 metros da ruptura, foi constatada uma surgência de água no talude, a uma altura de 1 metro. Essas informações foram inseridas no ábaco de Sharp (Hoek *apud* GOMES e BARROS, 2005) e retornaram a posição do N.A. correspondente a cerca de 2/3 ou 66% da altura do talude.

Essa posição do N.A. interno ao talude foi considerada adequada para o nível de informação disponível. Alternativas de talude mais seco foram desconsideradas devido às evidências da presença de água no solo.

Os parâmetros de resistência do solo foram fixados em  $32^\circ$  para o ângulo de atrito efetivo ( $\phi'$ ) e  $18,0 \text{ kN/m}^3$  para o peso específico ( $\gamma$ ), condizentes com a média dos valores encontrados no levantamento preliminar. O valor da coesão efetiva  $c'$  foi definido inicialmente como  $5,0 \text{ kPa}$  e deixado como variável para ser determinado pela retroanálise.

No primeiro cenário, foi incluída no modelo uma trinca de tração coincidente com os  $55 \text{ cm}$  visíveis da superfície de ruptura, com mergulho subvertical, e acima do N.A., ou seja, seca. A inclusão dessa trinca se baseou tanto nas observações de campo quanto no fato de o solo apresentar um grau de contração péssimo, portanto muito propenso a trincar.

Também foi construído um segundo cenário para análise, afim de investigar a hipótese de a ruptura ter ocorrido durante as fortes chuvas do período. Nessa situação, as trincas podem ter sido preenchidas de água e saturado o solo até ao nível da berma, levando-o ao limite de liquidez, onde a resistência ao cisalhamento torna-se muito pequena. Neste modelo, a trinca de tração foi saturada e subiu-se o N.A. para 100% do talude. Essa hipótese se sustentou também nos problemas de drenagem superficial identificados durante as vistorias de campo.

A Figura 8 mostra o exemplo da seção modelada para o segundo cenário, pronta para realização dos cálculos.

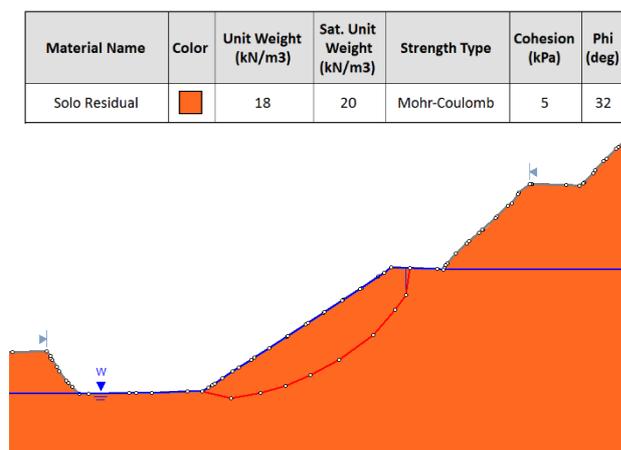


Figura 8. Seção analisada no *Slide*, com a posição adotada do N.A. em azul (100% do talude), e o perfil interpretado da superfície de ruptura em vermelho.

O método utilizado nas duas análises de estabilidade foi o de equilíbrio-limite, pela fórmula de Morgenstern-Price.

A Figura 9 ilustra o resultado gráfico obtido no segundo cenário, com um Fator de Segurança inferior a 1,00. Assumindo-se que pelo equilíbrio-limite a ruptura ocorre quando  $FS = 1,00$ , o exercício na retroanálise foi buscar qual valor de coesão, para as demais condições e parâmetros fixados, resultaria no FS unitário.

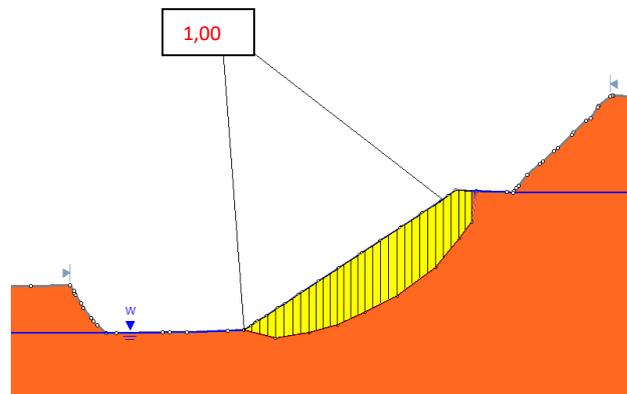


Figura 9. Resultado gráfico da retroanálise realizada pelo método de Morgenstern-Price.

## 3. RESULTADOS

### 3.1 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS OBTIDOS POR RETROANÁLISE

Para os dois cenários considerados foi usado o recurso da análise de sensibilidade do *Slide*, para encontrar a qual valor de coesão corresponderia o FS igual a 1,00. A Tabela 6 relaciona os parâmetros obtidos.

Tabela 7. Parâmetros geotécnicos obtidos na retroanálise.

Altura do N.A.	Tipo de Trinca	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)
66% do talude	Seca	32,00	6,70
100% do talude	Saturada	32,00	12,94

Verifica-se que para o cenário do talude saturado em 66% e com a trinca de tração seca, o valor do parâmetro de coesão foi de 6,70 kPa. Já para o cenário considerando o talude temporariamente

inundado pelo efeito das grandes chuvas e saturação das trincas (N.A. na altura da berma), o valor de coesão obtido por retroanálise passa para 12,94 kPa.

## 3.2 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

O valor obtido para coesão do solo por retroanálise, considerando a presença de trincas e o N.A. em 66% da altura do talude, foi de 6,70 kPa, como visto no item 3.1. Assumindo a hipótese que as trincas previamente formadas na berma foram inundadas durante as chuvas, e que isso causou a saturação do solo ao redor das mesmas, produzindo o efeito de uma elevação temporária do N.A., o valor de coesão do solo obtido por retroanálise passa para 12,94 kPa.

Na comparação com os valores de referência obtidos nas fontes consultadas (listados na Tabela 1) a coesão encontrada por retroanálise foi muito inferior na análise com saturação em 66% da altura do talude e a trinca seca. O valor encontrado para a situação com trinca e talude saturados se aproxima mais dos valores referenciais, embora ainda consideravelmente abaixo.

Considerando que o segundo cenário reflete melhor as condições de campo no momento da ruptura, pode-se adotar a coesão efetiva de 12,94 kPa como o parâmetro retroanalizado. E dentre os parâmetros obtidos na pesquisa bibliográfica, a coesão de 26 kPa pelo *RocData* é a mais provável de estar próximo do real, pois o valor de 46 kPa foi obtido por correlação com ensaios SPT distantes do local, e o valor de 50 kPa “saprolito de xisto” é duvidoso, pois não foi possível consultar o material original para conhecer por que meios foi determinado.

Mesmo com essas considerações, ainda é uma diferença considerável a coesão retroanalizada de 12,94 kPa e coesão de referência 26 kPa. Esta diferença pode ser explicada por ser o material em estudo um solo residual jovem, evidenciado pela presença de minerais primários como quartzo e micas, e pela granulometria predominante de silte, o que sugere uma coesão menor que solos residuais de micaxisto mais evoluídos e argilosos. A estimativa da coesão pelo *RocData* não considera informações de mineralogia, granulometria e comportamento do solo quanto à contração e plasticidade, fatores que podem colaborar para uma menor resistência do solo, demonstrada na retroanálise como sendo a coesão mais baixa do material em relação às referências bibliográficas.

## 4. CONCLUSÕES

O par de parâmetros geotécnicos obtidos por retroanálise foi:  $\phi' = 32^\circ$  e  $c' = 12,94$  kPa. Os resultados obtidos possibilitaram a realização de um diagnóstico geológico-geotécnico mais amplo, considerando a influência da geometria, da granulometria, da plasticidade e da mineralogia do solo na retroanálise do talude rompido. Espera-se contribuir com a previsão de rupturas na área em estudo, bem como na proposição de soluções de recuperação ambiental da área.

A partir do conhecimento da baixa plasticidade do solo devido aos minerais presentes no mesmo, do alto potencial de geração de trincas evidenciado pelo elevado  $G_c$ , e pela coesão mais baixa que o mesmo apresenta em comparação com solos próximos similares e até em relação à metodologia de obtenção de parâmetros do *RocData*, sugere-se que após o retaludamento, seja feita a instalação de drenagem superficial e cobertura vegetal nos taludes para minimizar a susceptibilidade à escorregamentos.

Este artigo reforça o cumprimento da Norma NR 22, que em seu item 22.14 regulamenta que as empresas devem monitorar e controlar seus taludes de minas a céu aberto, e ressalta a importância do acompanhamento geotécnico em atividades de mineração para o diagnóstico geológico e geotécnico de rupturas, de forma mais abrangente, que permita prever rupturas de taludes, e atuar antecipadamente para evitar estes eventos danosos.

## AGRADECIMENTOS

Aos professores da especialização em geotecnia da PUC Minas pelas sugestões e orientação proporcionadas. Aos engenheiros Edgar Chujo e Felipe Baêta pelo apoio na pesquisa de dados preliminares da região estudada.

## REFERÊNCIAS

Brasil - Ministério do Trabalho e Emprego (2016). Norma Regulamentadora 22 – Segurança e Saúde Ocupacional na Mineração. Disponível em: <<http://trabalho.gov.br/images//Documentos/SST/NR/NR-22-atualizada-2016.pdf>>. Acesso em: 12 de março de 2018.

Das, B.M. e Sobhan, K. (2014). Fundamentos de engenharia geotécnica. Tradução da 8ª edição norte-americana. Cengage Learning, São Paulo, 612 p.

Duarte, I.M.R, Ladeira F.L., Gomes C.F. (2004). Influência das propriedades químicas e mineralógicas no comportamento geotécnico de dois solos residuais graníticos. Sociedade Portuguesa de Geotecnia. Universidade de Aveiro. vol. 1, p.229–238.

Faleiros, F.M. e Pavan, M. (2013). Geologia e Recursos Minerais da Folha Eldorado Paulista SG.22-X-B-VI, estado de São Paulo, Escala 1:100.000. CPRM, São Paulo, 128 p.

Fernandes, M.M. (2011). Mecânica dos Solos – Conceitos e Princípios Fundamentais. 2ª edição. FEUP Edições, Porto, Portugal, 463 p.

Gomes, C.L.R. e Barros, P.L.A. (2005). Metodologia para obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo através de retroanálise de escorregamentos ocorridos. IV COBRAE, ABMS, Salvador, p.213-226.

Lambe, T.W. e Whitman, R.V. (1976). Mecânica de Suelos. Instituto Tecnológico de Massachusetts - Editorial Limusa, México, 582 p.

Mitchell, J.K. (1976). Fundamentals of Soil Behavior. John Wiley, Michigan, EUA, 422 p.

Murthy, V.N.S. (2002). Geotechnical Engineering – Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1ª edição. CRC Press, EUA, 1056 p.

## CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA- GEOTÉCNICA DE MACIÇOS ROCHOSOS MARGINAIS À BR-262

*Allan Erlikhman Medeiros Santos (UFOP)*

*Milene Sabino Lana (UFOP)*

*Denise de Fátima Santos da Silva (UFOP)*

*Larissa Regina Costa Silveira (UFOP)*

*Otávio Pataro Generoso Sales (UFOP)*

*Tatiana Barreto dos Santos (UFOP)*

**Resumo:** O transporte rodoviário é responsável no Brasil por grande parte dos fluxos de bens e pessoas, fomentando a economia e mobilidade no Brasil que apresenta extensões continentais. Neste contexto estudos relacionados à caracterização geológica-geotécnica de maciços em margens de rodovias podem contribuir para a segurança social e econômica em escalas locais e regionais. O trabalho apresenta a caracterização geológica-geotécnica do trecho compreendido entre os quilômetros 356 e 406 da rodovia BR-262, localizada no estado de Minas Gerais, passando pelos municípios de Betim, Juatuba, Florestal e Pará de Minas. Dentre as justificativas para a escolha do trecho em estudo destaca-se a importância deste trecho para a região, devido ao tráfego de pessoas e bens, sendo uma alternativa de conexão da região metropolitana de Belo Horizonte com o restante do Estado. A partir dos resultados da caracterização geológico-geotécnica foi possível avaliar as condições dos maciços rochosos que estão nas margens do trecho estudado e construir uma proposta de priorização em casos de intervenção para obras de estabilização.

**Palavras-chave:** Caracterização geotécnica, caracterização geológica, classificações geomecânicas, taludes de rodovia, rodovia BR262.

## 1. INTRODUÇÃO

Responsável por cerca de 60% dos fluxos de bens e pessoas, o transporte rodoviário, teve o seu crescimento da frota de motocicletas, utilitários e automóveis, impulsionado por políticas de incentivo à indústria automobilística, com a concessão de crédito e isenções tributárias (Alves, 2014; MTPAC & EPL, 2016). As rodovias, por se tratarem de obras lineares de grande extensão, cortam diferentes sítios geológicos com maciços rochosos em diferentes condições, sendo necessário por muitas vezes a construção de taludes de corte, escavados em maciços rochosos e/ou solo. Neste contexto estudos relacionados à caracterização geológica- geotécnica de maciços em margens de rodovias podem contribuir para a segurança social e econômica em escalas locais e regionais.

Inserida nos estados do Espírito Santo, Minas Gerais, São Paulo e Mato Grosso do Sul, a rodovia BR-262 pode ser considerada uma rodovia estratégica para escoamento de bens e passageiros, fomentando a economia e mobilidade no Brasil. Por se tratar de alternativa de conexão entre a região metropolitana de Belo Horizonte e as grandes regiões do Centro-Oeste Mineiro e Triângulo Mineiro, dois taludes rochosos da rodovia BR-262 foram escolhidos para caracterização geológica-geotécnica. Os taludes selecionados estão localizados nos quilômetros 356 e 406, de coordenadas UTM 0580906/7790545 e 0536200/7800220 e nas cidades de Betim e Pará de Minas, respectivamente (Figura 1). O Talude de Pará de Minas está apresentado na Figura 2.



Figura 1. Localização dos taludes nos trechos Km 356 e Km 406 da BR-262.

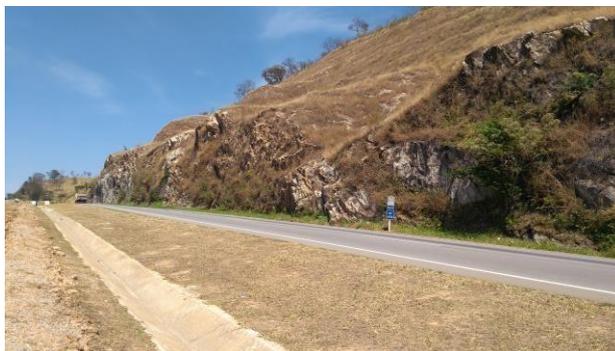


Figura 2. Talude de Pará de Minas.

Os taludes analisados são compostos por gnaisses inseridos dentro do Complexo Divinópolis e do Complexo Belo Horizonte. Para a caracterização geológica-geotécnica foram levantados dados relativos à geologia do local e os parâmetros geotécnicos para a classificação geomecânica dos maciços estudados.

Os objetivos da presente pesquisa foi de caracterizar geotécnicamente os taludes apresentados, a partir da realização de trabalhos de campo, vistorias nos taludes, levantamento de dados, realização de classificações geomecânicas e análises de probabilidades de ruptura. Assim, foram levantados os parâmetros necessários para a definição das famílias de descontinuidades presentes no maciço rochoso e parâmetros relacionados ao *Rock Mass Rating* (RMR) proposto por Bieniawski (1976, 1989), tais como resistência da rocha intacta, *Rock Quality Designation* (RQD), espaçamento, condições das descontinuidades e condição de fluxo de água. Importante salientar que os levantamentos de campo foram realizados na mesma época, com intuito de evitar interpretações equivocadas em relação a problemas de fluxo.

## 2. METODOLOGIA

A metodologia da presente pesquisa foi baseada em três etapas: seleção das áreas a serem estudadas, levantamento de campo e processamento dos dados com intuito de caracterizar, sob o ponto de vista geológico-geotécnico, os taludes rochosos dos trechos 356 Km e 406 Km da rodovia BR-262.

Os taludes estudados foram selecionados devido à importância nacional deste trecho, que apresenta tráfego intenso de pessoas e bens. Além disso, esta rodovia é alternativa de conexão não só da região metropolitana de Belo Horizonte ao Triângulo Mineiro, mas também é uma rodovia que interliga o estado do Espírito Santo ao Mato Grosso do Sul.

Nas etapas de levantamento de campo e processamento dos dados, primeiramente foram identificados e caracterizados os litotipos de rochas presentes no talude. Para a caracterização geológico-geotécnica dos maciços rochosos estudados, determinou-se o RQD dos maciços rochosos por meio da relação proposta por Palmström (1974), Equação 1. Para determinação do contador volumétrico de juntas ( $J_v$ ), idealizado por Palmström em 1974, foram utilizados os espaçamentos médios das famílias de descontinuidades ( $S_i$ ) por meio da Equação 2, como proposto por Palmström (1982).

$$RQD = 115 - 3,3J_v \quad (1)$$

$$J_v = \sum 1/S_i \quad (2)$$

A resistência da rocha intacta foi determinada a partir do teste do martelo de geólogo, conforme as recomendações propostas pela ISRM (*International Society for Rock Mechanics*). As determinações do RMR foram realizadas de acordo com Bieniawski (1976, 1989), utilizando os parâmetros de resistência da rocha intacta, RQD, espaçamento, condições das descontinuidades e condição de fluxo de água.

Para determinação das probabilidades de ruptura foram realizadas as análises cinemáticas no *software* da *Rocscience*, *Dips*, versão 6.0. Foram realizadas a análise de probabilidades de ruptura planar, ruptura em cunha e tombamento de blocos, rupturas verificadas em campo.

### 3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para a caracterização geológico-geotécnica do trecho compreendido entre os quilômetros 356 e 406 da rodovia BR-262, foram selecionados dois taludes em maciços rochosos marginais a rodovia, localizados nas cidades de Pará de Minas e Betim. Dentre os taludes estudados, destaca-se a setorização do talude localizado em Pará de Minas devido à heterogeneidade de suas características, tais como grau de alteração, fraturamento do maciço, dimensões e condições de fluxo de água no maciço. Assim, o talude de Pará de Minas foi dividido em dois setores, Setores 1 e 2.

O talude de Betim (Km 356), possui 10 metros de altura, 100 metros de extensão. e está inserido no Complexo Belo Horizonte. Este maciço é constituído de gnaiss de coloração acinzentada, com bandamento gnáissico milimétrico a centimétrico. Este maciço é cortado por diques leucocráticos e possui porções migmatizadas.

Já o talude localizado na cidade de Pará de Minas (Km 406), apresenta 12 metros de altura, 405 metros de extensão e está inserido no Complexo Divinópolis. Este talude é constituído de gnaisses

milonitizados, com presença de diques de coloração rosa, compostos de feldspato potássico de espessura métrica.

Foram levantadas as atitudes das discontinuidades presentes nos maciços rochosos em estudo. Em ambos maciços rochosos foram identificadas 2 famílias de discontinuidades, denominadas Família 1 e Família 2. As Figuras 3 e 4 mostram as atitudes médias das famílias de discontinuidades presentes nos taludes Pará de Minas e Betim, respectivamente. A Tabela 1 apresenta os valores das atitudes médias das famílias de discontinuidades presentes nos taludes estudados.

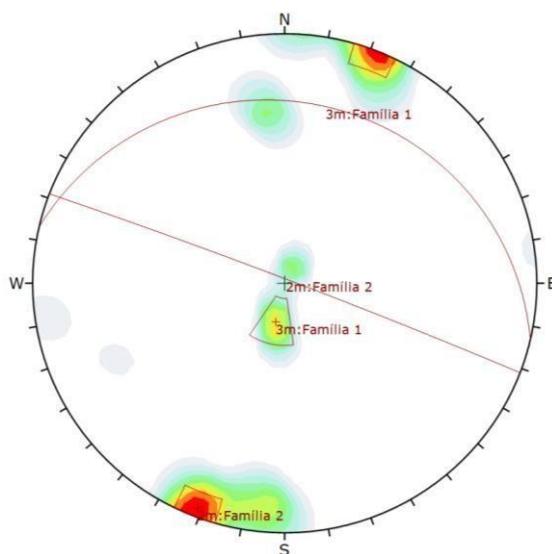


Figura 3 –Famílias de discontinuidades presentes no Talude de Pará de Minas.

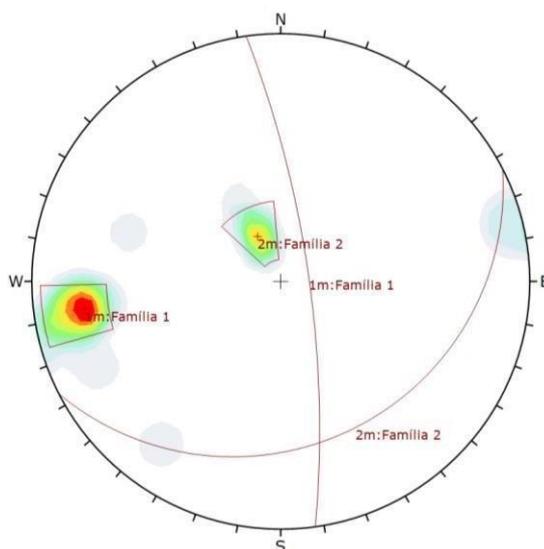


Figura 4 –Famílias de discontinuidades presentes no talude de Betim.

Tabela 3.1– Atitude média das famílias de descontinuidades.

Taludes	Famílias	Atitude média
Talude de Pará de Minas	Família 1	18/013
	Família 2	88/021
Talude de Betim	Família 1	77/082
	Família 2	23/153

A determinação do RQD nos maciços rochosos estudados foi realizada por meio da relação proposta por Palmström (1982). Os espaçamentos médios estão apresentados na Tabela 3.2. A Tabela 3.3 apresenta os resultados do Contador Volumétrico de juntas ( $J_v$ ) e do RQD.

Tabela 3.2 – Espaçamento médio das descontinuidades.

Talude	Espaçamento Médio (metros)	
	Família 1	Família 2
Pará de Minas	Setor 1	0,76
	Setor 2	0,12
Betim	0,20	0,20

Tabela 3.3 –  $J_v$  e RQD medidos nos taludes.

Talude	Contador Volumétrico		RQD
	Setor 1	Setor 2	
Pará de Minas	Setor 1	3,11	100
	Setor 2	14,21	68
Betim	10	82	

A partir dos resultados apresentados na Tabela 3.3 é possível aplicar as classificações propostas por Deere *et al.* (1967) e Palmström (1996), baseadas nos valores de RQD e  $J_v$ , respectivamente. A classificação de Deere *et al.* (1967) descreve a qualidade do maciço rochoso por meio do RQD. A classificação de Palmström (1996) descreve o grau de fraturamento do maciço rochoso com base nos valores de  $J_v$ .

A Tabela 3.4 apresenta o resultado da classificação do grau de fraturamento do maciço rochoso segundo Palmström (1996). A Tabela 3.5 apresenta o resultado da classificação da qualidade do maciço rochoso segundo Deere *et al.* (1967).

Tabela 3.4 – Determinação do grau de fraturamento de acordo com Palmström (1996).

Talude		(Jv)	Grau de fraturamento
Pará de Minas	Setor 1	3,11	Moderadamente Descontínuo
	Setor 2	14,21	Muito descontínuo alto a
Betim		10,00	Moderadamente descontínuo

Tabela 3.5 – Determinação da qualidade da rocha de acordo com Deere *et al.* (1967).

Talude		RQD	Qualidade da rocha
Pará de Minas	Setor 1	100	Excelente
	Setor 2	68	Razoável
Betim		82	Boa

Observando as classificações apresentadas nas tabelas 3,4 e Tabela 3,5 verifica-se que a setorização do Talude de Pará de Minas é justificada para a presente pesquisa, uma vez que o maciço apresenta diferente grau de fraturamento e variabilidade considerável no valor de *RQD*. Esta variabilidade pode influenciar na determinação e aplicação das classificações geomecânicas do maciço.

As classificações geomecânicas dos maciços rochosos foram realizadas com base na determinação do RMR. Para o Talude de Betim o resultado do RMR foi de 63, assim o maciço rochoso é classificado como Classe II, rocha razoável. A Tabela 3.6 apresenta o valor de cada parâmetro na classificação geomecânica do maciço para o RMR.

Tabela 3.6 – Classificação RMR do Talude de Betim

Talude de Betim		
Parâmetros	Características observadas	Peso
Resistencia da rocha intacta	100+250 MPa	12
RQD	82	17
Espaçamento	200 milímetros	10
	Persistência de 10-20 metros	1
Condição das descontinuidades	Abertura de 5 milímetros	1
	Rugosidade Moderada	3
	Alteração Moderada	3
	Preenchimento Inexistente	6
Condição da Água	Molha	10
	do	
RMR		63
Classificação no RMR		Classe II

As Tabelas 3.7 e 3.8 apresentam as determinações do RMR para os setores do Talude de Pará de Minas. O Setor 1 apresentou valor de RMR de 89, Classe I e o Setor 2 apresentou valor de RMR de 71, Classe II.

Tabela 3.7 – Classificação RMR do Setor 1, Talude Pará de Minas

Talude Pará de Minas	Setor 1	
Parâmetro	Características observadas	Peso
Resistencia da rocha intacta	Maior que 250 MPa	15
RQD	100	20
Espaçamento	Entre 0,6 a 2 metros	15
	Persistência entre 1 a 3 metros	4
Condição das descontinuidades	Abertura menor que 1 mm	5
	Rugosidade moderada	3
	Alteração inexistente	6
Condição de água	Preenchimento inexistente	6
	Seco	15
RMR		89
Classificação no RMR		Classe I

Tabela 3.8 – Classificação RMR do Setor 2, Talude Pará de Minas

Talude Pará de Minas	Setor 2	
Parâmetro	Características observadas	Peso
Resistencia da rocha intacta	Maior que 250 MPa	15
RQD	68	13
Espaçamento	Entre 60 a 200 metros	8
	Persistência menor que 1 metro	6
	Abertura entre 1 a 5 metro	1
Condição das descontinuidades	Rugosidade moderada	3
	Alteração alta	6
	Preenchimento inexistente	6
Condição de água	Úmido	6
RMR		71
Classificação no RMR		Classe II

Observando as Tabelas 3.7 e 3.8 é possível interpretar que os parâmetros que influenciam significativamente na diferença do RMR entre os Setores 1 e 2 de Talude de Pará de Minas foram os valores dos parâmetros RQD, espaçamento e presença de água no maciço rochoso. A Figura 5 apresenta os valores atribuídos a cada parâmetro do RMR dos dois setores, com intuito de evidenciar a diferença nos valores dos parâmetros considerados influentes na classificação geomecânica dos setores.

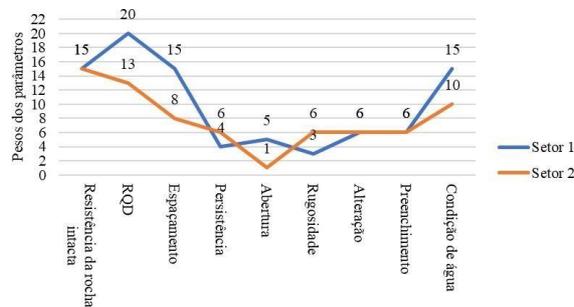


Figura 5 – Comparação dos valores dos pesos na classificação RMR do Talude de Pará de Minas.

A Figura 6 apresenta os valores para os todos os taludes estudados para a comparação do comportamento dos parâmetros.

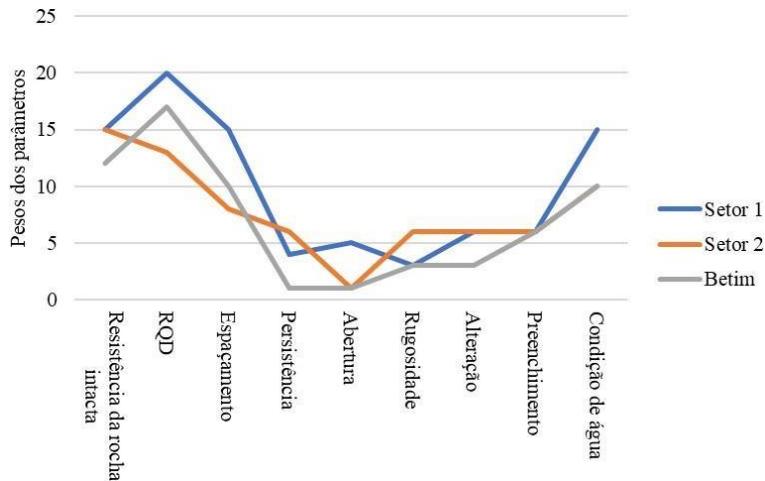


Figura 6 – Comparação dos valores dos pesos na classificação RMR dos taludes estudados.

A partir da Figura 6 é possível observar que embora o maciço do Talude de Betim apresente maiores valores de RQD e Espaçamento que o maciço do Setor 2, o maciço do Talude de Betim apresenta baixos valores em parâmetros como Resistência da rocha, Persistência, Abertura, Rugosidade e Alteração nas descontinuidades, o que direcionou um valor de RMR mais baixo do que o RMR encontrado no Setor 2.

Assim, os valores de RMR encontrados para os Taludes de Betim, e Pará de Minas, Setor 1 e 2, foram de 63, 89 e 71, respectivamente. A Figura 7 apresenta os resultados do RMR.

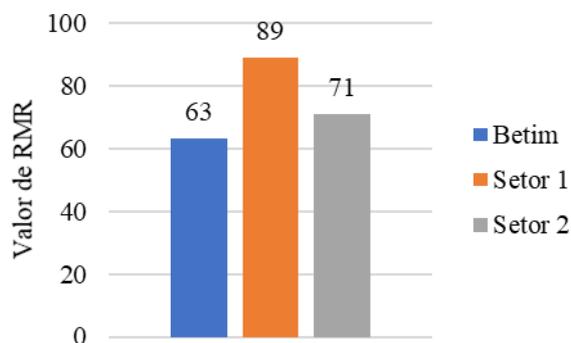


Figura 7 – Resultado final dos valores de RMR para os maciços estudados.

As análises cinemáticas para os tipos de rupturas visualizados em campo nos taludes de Pará de Minas e Betim, foram realizadas, ruptura planar, em cunha e tombamento de blocos. As Figuras 8 a 10, apresentam as análises cinemáticas para o talude de Pará de Minas.

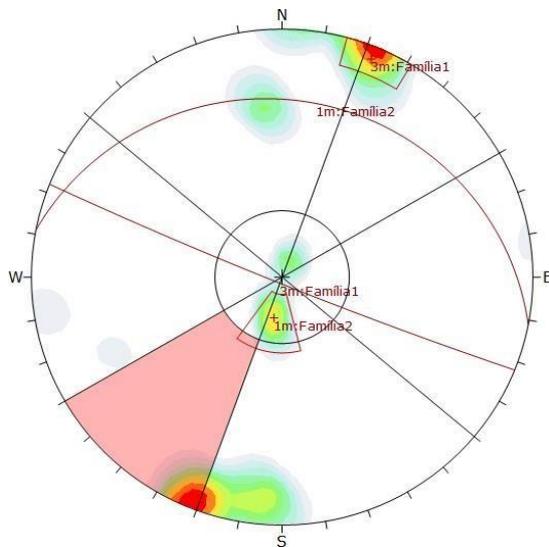


Figura 8 – Análise cinemática para ruptura planar, talude Pará de Minas.

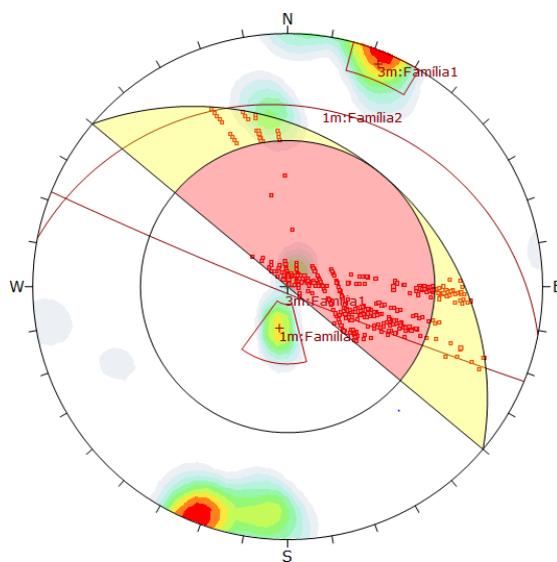


Figura 9 – Análise cinemática para ruptura em cunha, talude Pará de Minas.

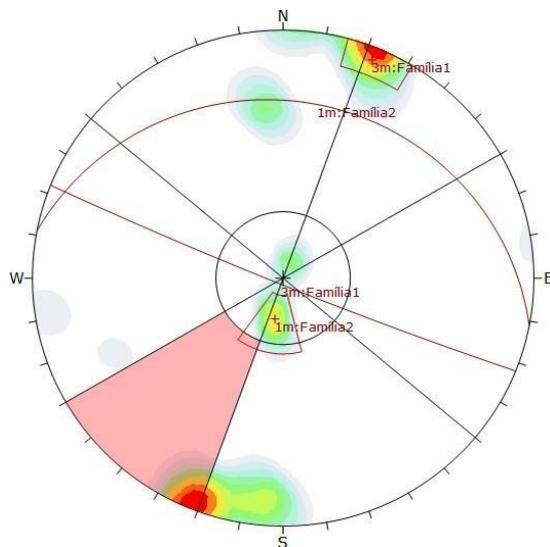


Figura 10 – Análise cinemática para tombamento de blocos, talude Pará de Minas.

A análise cinemática do Talude de Pará de Minas apresentou probabilidade total de ruptura planar em cerca 10%, ruptura em cunha com cerca de 21%, e tombamento de blocos com cerca de 35%. Em campo foi possível visualizar a formação dos três tipos de ruptura analisados.

As Figuras 11 a 13 apresentam as análises cinemática do talude de Betim, para os tipos de ruptura planar, ruptura em cunha e tombamento de blocos, respectivamente. Os três tipos de ruptura foram observados em campo.

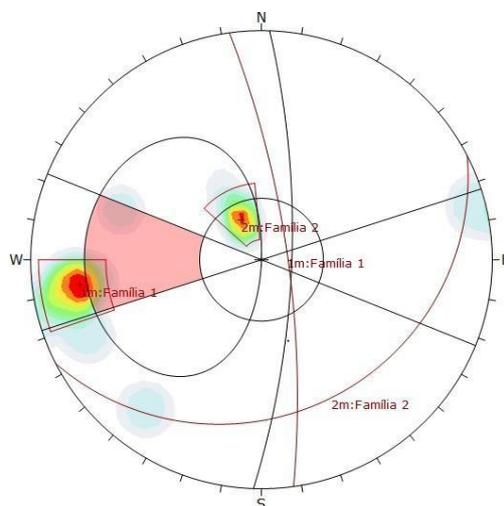


Figura 11 – Análise cinemática para ruptura planar, talude de Betim.

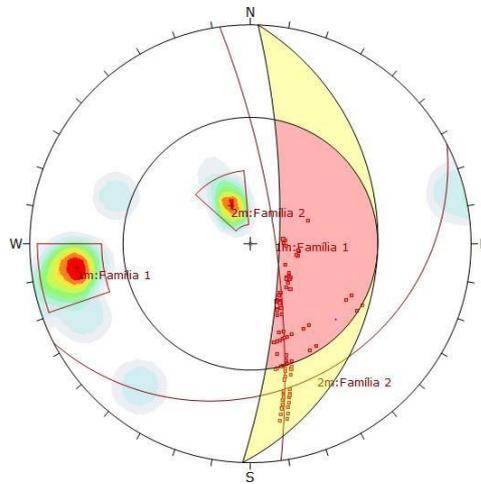


Figura 12 – Análise cinemática para ruptura em cunha, talude de Betim.

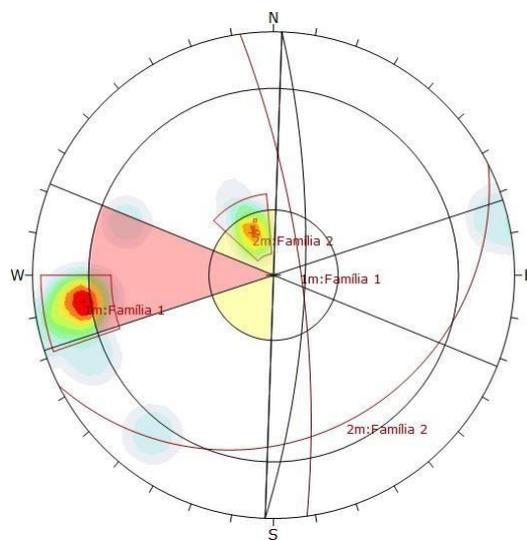


Figura 13 – Análise cinemática para tombamento de bloco, talude de Betim.

A análise cinemática do Talude de Betim apresentou probabilidade total de ruptura planar em cerca de 14%, ruptura em cunha com cerca de 27%, e tombamento de blocos com cerca de 48%.

Os resultados das análises cinemáticas para ambos os taludes foram semelhantes, o que indica um controle da geologia estrutural na região. As maiores probabilidades de ruptura verificada foram para o tombamento de blocos, seguido das rupturas em cunha e planar. As maiores probabilidades foram registradas para o talude de Betim.

Em relação as probabilidades de ruptura são importantes ressaltar os valores para a ruptura por tombamentos de blocos em ambos os taludes estudados. Nota-se ainda a visualização em campo de blocos de rocha soltos no talude e nas proximidades do talude. A Figura 14 mostra a formação de blocos nas bases do talude de Pará de Minas.



Figura 14 – Formação de blocos, talude de Pará de Minas.

Com intuito de verificar a hierarquização dos taludes para futuras intervenções foram avaliados os dois resultados da presente pesquisa, a classificação geomecânica e as probabilidades de ruptura. Assim, o talude de Betim é o talude mais indicado para priorização de obras de contenção e monitoramento, uma vez que apresentou RMR de 63 com as maiores probabilidades de ruptura. Em relação aos setores do talude de Pará de Minas, o Setor 2 apresentou menor RMR que o Setor 1, para uma mesma probabilidade de ruptura, logo o Setor 1 apresenta maior necessidade de intervenção.

A Tabela 3.9 sumariza a discussão em relação à proposta de priorização dos taludes estudados.

Tabela 3.9 – Proposta de priorização dos taludes estudados

Talude	Prioridade
Talude de Betim	1 <sup>o</sup>
Setor 1, Talude de Pará de Minas	2 <sup>a</sup>
Setor 2, Talude de Pará de Minas	3 <sup>a</sup>

## CONCLUSÕES

A caracterização geológico-geotécnica de maciços rochosos não é tarefa simples. A complexidade e subjetividade dos métodos vigentes motivam pesquisas desde a década de

70. Neste ponto, estudos geológico-geotécnicos constituem um conjunto de ferramentas básicas para a determinação da qualidade de um maciço rochoso.

A presente pesquisa apresenta um estudo preliminar para caracterização de taludes marginais a Rodovia BR262, especificamente entre os quilômetros 356 e 406. Assim, foram estudados dois taludes, sendo eles o Talude de Betim e o Talude de Pará de Minas. Devido à heterogeneidade das características presentes no Talude de Pará de Minas foi necessário realizar a setorização deste em dois setores, sendo eles os Setores 1 e 2.

Dos taludes estudados, o Setor 1 do Talude de Pará de Minas apresentou melhor classificação, com valor de RMR de 89 (Classe I), o setor apresentou grau de fraturamento moderado com RQD atingindo valor de 100. Ainda no mesmo talude o Setor 2, apresentou comportamento diferente, com RMR de 71, o setor foi classificado como Classe II. A observação do comportamento dos parâmetros permitiu considerar que esta variabilidade foi devido a variáveis como o RQD, Espaçamento e Condição de Fluxo de Água no maciço.

O Talude de Betim foi classificado como Classe II, com RMR de 63, apresentando menor RMR dentre os taludes estudados. A verificação dos valores dos parâmetros em comparação aos demais taludes permitiu considerar que este valor foi devido aos baixos valores em parâmetros como Resistência, Persistência, Abertura, Rugosidade e Alteração.

A proposta de priorização foi construída com base nos resultados das classificações geomecânicas e as probabilidades de ruptura obtidas. Assim, a proposta de priorização dos taludes, o talude de Betim foi o talude mais indicado para priorização de obras de contenção e monitoramento, seguido do Setor 2 e o Setor 1 do Talude de Pará de Minas.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio da UFOP, CAPES, FAPEMIG e CNPq no desenvolvimento deste trabalho, pelo suporte financeiro.

## REFERÊNCIAS

Alves, S. M. (2014). Metodologia para análise de riscos geotécnicos em taludes de ferrovias - estudo de caso: Estrada de Ferro Vitória-Minas. 2014. 109 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

Bieniawski, Z.T. (1976) Rock mass classification in rock engineering. In Exploration for rock engineering, proc. of the symp., (ed. Z.T. Bieniawski) 1, 97-106. Cape Town: Balkema.

Bieniawski, Z.T. 1989. Engineering rock mass classifications. New York: Wiley.

Deere, D.U. & Miller, R.P. (1966): Engineering classification and index properties for intact rocks. Tech. Rep. Nº AFWL-TR-65-116, Uni. of Illinois, Urbana, 299p.

Deere, D.U. and Deere, D.W. (1988). The rock quality designation (RQD) index in practice. In Rock classification systems for engineering purposes, (ed.L. Kirkaldie), ASTM Special.

Deere, D.U., Hendron, A.J., Patton, F.D. and Cording, E.J. (1967) Design of surface and near surface construction in rock. In Failure and breakage of rock, proc. 8th U.S. symp. rock mech., (ed. C. Fairhurst), 237-302. New York: Soc. Min. Engrs, Am. Inst. Min. Metall. Petrolm Engrs.

Palmstrom A., (1974) Characterization of jointing density and the quality of rock masses (in Norwegian). Internal report, A.B. Berdal, Norway, 26 p.

Palmstrom A., (1982) The volumetric joint count - A useful and simple measure of the degree of rock mass jointing. IAEG Congress, New Delhi, 1982.

Palmstrom A., (1996) The weighted joint density method leads to improved characterization of jointing. Int. Conf. on Recent Advances in Tunnelling Technology, New Delhi, India, 6 p.

Palmström A., (2005) Measurements of and correlations between block size and rock quality designation. Tunnelling & Underground Space Tech; 20(4): pp362–377

Ministério dos Transportes, Portos e Aviação Civil e Empresas de Planejamento e Logística S.A. (2016) Anuário Estatístico de Transportes 2010 – 2016.

Disponível em: [http://www.transportes.gov.br/images/2017/Sum%C3%A1rio\\_Executivo\\_AET\\_-\\_2010\\_-\\_2016.pdf](http://www.transportes.gov.br/images/2017/Sum%C3%A1rio_Executivo_AET_-_2010_-_2016.pdf).

# Capítulo 7

## EXECUÇÃO DE ESTABILIZAÇÃO DE ENCOSTA COM CONCEITO SUSTENTÁVEL NA CIDADE DO SALVADOR - BA, FAZENDO USO DA TÉCNICA DE SOLO GRAMPEADO COM FACE VERDE.

*Márcio dos Santos Brito (Concreta Tecnologia em Engenharia Ltda)*

*Danilo Bastos Barbosa (Concreta Tecnologia em Engenharia Ltda)*

*Ronaldo Ramos de Oliveira (Maccferri do Brasil)*

*Rogério Santos Menezes (IFBA)*

**Resumo:** A busca de técnicas sustentáveis, na engenharia atual, vem ganhando espaço e se tornando algo necessário e essencial no que concerne à qualidade e desempenho construtivo. Pensamento que vem se difundindo também nas obras geotécnicas, de estabilização de encostas. Assim, foi escolhida a obra denominada de “Meta 08 - Creche Heroínas do Lar”, localizada no bairro do Parque São Bartolomeu, em Salvador - Ba, para realizar o estudo de caso acerca do método executivo de solo grampeado com face verde executado no local, apresentando diferencial pela substituição do concreto, por um revestimento vegetal com aplicação de um sistema de tela metálica de dupla torção, geocomposto e biomassa. O sistema de ancoragem possibilita uma melhor versatilidade de adaptação em taludes com inclinações variadas para melhor conformação na face. O objetivo do trabalho é mostrar as vantagens da concepção de execução dos serviços, se comparado com outras soluções comumente utilizadas para estabilização de talude.

**Palavras-chave:** Estabilização de Encostas, Solo Grampeado com Face Verde, Geocomposto, Sistema de Fixação com Porca Olhal, Malha Hexagonal de Dupla Torção, Sustentabilidade.

## 1. INTRODUÇÃO

A busca de técnicas sustentáveis ligadas a geotecnia ocupa, no cenário atual, um fator importante que pode resultar em ações de grande relevância na modificação e contribuição do meio ambiente, com novas concepções de sistemas construtivos, solucionando problemas técnicos e sociais.

Soluções como substituição de solo grampeado, comumente utilizado, com face de concreto, por um revestimento de face verde, proporcionam um melhor conforto térmico, preservação ambiental na área de intervenção e velocidade de execução das atividades. Damos ênfase neste artigo aos aspectos de fixação e de revestimento de face, que possibilitaram um plano de ataque mais rápido dos serviços inerentes ao sistema de contenção.

O sistema de estabilização concebido é composto por uma rede metálica de alta resistência, solidarizada à cabeça dos grampos através de placas de travamento e porcas, sendo utilizados como grampos de ancoragem, barras de aço CA-50 mm  $\varnothing$  20 mm. O revestimento de face empregado é composto por uma tela de alta resistência com geocomposto associado com biomassa, para recuperação da flora.

A intervenção dessa encosta na Cidade do Salvador-Ba tornou-se necessária, em função de escorregamentos recentes, conforme pode-se observar na Figura 1, e por conta da instabilidade comprovada por fatores de segurança inferiores  $FS=1,5$ , preconizado pela Norma Brasileira de Estabilidade de Encostas (NBR 11.682). Dessa maneira, considerou-se a área como Nível de Segurança contra a vida humana, como sendo de alto risco, por conta da existência da Creche As Heroínas do Lar, com trânsito intenso de pessoas a jusante do talude, e considerando como Nível de Segurança contra danos materiais e ambientais, como sendo de médio risco, devido ao valor moderado das construções lá existentes.



Figura 1. Cicatrizes de ruptura no trecho inferior do talude.

Para elaboração do presente trabalho, foi necessária uma revisão bibliográfica sobre solo grampeado verde, geocomposto, biomassa, estabilização de encostas e sobre o local de estudo que foi escolhido. Contou-se também com a necessidade de pesquisas ao PDE (Plano Diretor de Encostas) elaborado entre 2002 e 2003, bem como visitas para acompanhamento das atividades e consulta dos projetos e especificações.

## 2. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA

A área de risco para implantação da obra de contenção e estabilização está situada no Parque São Bartolomeu, próximo à Rua Jaqueline e à Avenida Afrânio Peixoto (popularmente conhecida como Avenida Suburbana), região de transição entre o embasamento cristalino e a bacia sedimentar do recôncavo, na zona de influência da Falha de Salvador (Figura 2).

O talude está inserido na poligonal de uma APA (Área de Proteção Ambiental) - APA Bacia do Cobre / São Bartolomeu, fundo da Creche Heroínas do Lar. Este possui área aproximada de 2.500,0 m<sup>2</sup>, com altura variando entre 16 e 42 metros e com inclinações entre 50° e 90°. O talude encontra-se com densa vegetação natural em toda sua área abrigando muitas espécies de vegetais, tendo um grande papel como reserva da biosfera da Mata Atlântica. Possuem também trechos com cicatrizes de rupturas recentes, com materiais depositados a jusante do talude, e alguns pontos com paredes subverticais (taludes negativos). Os solos locais são fruto do intemperismo da rocha granulítica. É possível observar em campo a presença de descontinuidades reliquiárias herdadas da rocha matriz, basicamente fraturas subverticais e inclinadas, que condicionam a ocorrência de pequenas rupturas superficiais.

As litologias da área da obra, presentes no Mapa Geológico Regional do Plano Diretor de Encostas, evoluem para solos residuais silto-argilosos a areno-siltosos de cor acinzentada a marrom claro, com índice de plasticidade em torno de 14,0% e limite de liquidez de aproximadamente 42,9%. O peso específico natural varia entre 15,0 e 18,0 kN/m<sup>3</sup>, enquanto que no estado saturado esses valores oscilam entre 21,3 e 22,5 kN/m<sup>3</sup>. Já com relação a resistência ao cisalhamento do solo no estado saturado, os valores de coesão variam entre 8,2 e 40,8 kN/m<sup>2</sup>, e os valores do ângulo de atrito interno variam na faixa de 28,3° a 33,0°.

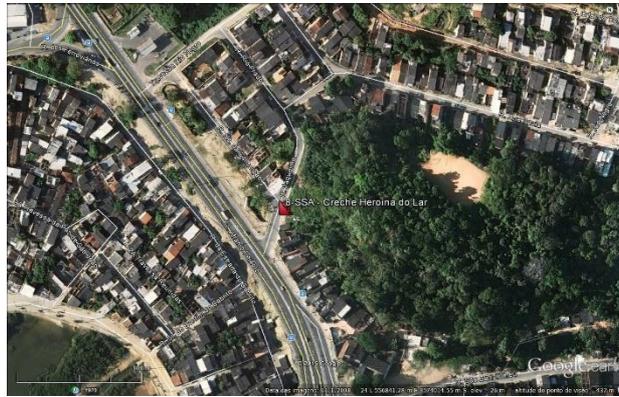


Figura 2. Localização da área de risco na Creche As Heroínas do Lar, obtida no Google Earth.

### 3. SOLO GRAMPEADO VERDE

A Engenharia Geotécnica atualmente dispõe de diversos tipos de sistema de contenções para a estabilização de encostas. Uma das soluções que vem ganhando muita importância baseada nos conceitos da sustentabilidade, é a técnica do Solo Grampeado Verde, conhecido também como Solo Grampeado Ecológico.

Essa técnica permite intervenções rápidas, com menor custo e alta flexibilidade de execução. Consiste em um reforço obtido através da inclusão de chumbadores resistentes à flexão composta, tendo como objetivo principal, o mecanismo estabilizador a restrição às deformações da massa de solo.

Após a execução dos serviços preliminares que consistem na limpeza e regularização do talude, inicia-se o serviço de execução e instalação dos chumbadores. Esta etapa consiste na execução da perfuração do solo, que após a instalação do reforço metálico (barra de aço CA50,  $\varnothing$  20 mm), é executado o serviço de bainha e injeção, com o preenchimento do furo com calda de cimento fator água / cimento 0,5 (em peso) favorecendo o bulbo de ancoragem do sistema. Tal detalhe desta etapa é apresentado na Figura 3.

Resumidamente, o processo construtivo pode ser dividido em: regularização do solo, perfuração e instalação dos chumbadores, execução da bainha e injeção, aplicação da biomassa / hidrossemeadura, instalação da tela de alta resistência com geocomposto, fixação de placas e porcas, e por fim um sistema de drenagem pluvial. A simulação do projeto escolhido em programa computacional, com a apresentação do mínimo fator de segurança frente à ruptura circular, verificou um Fator de Segurança no valor de 1.51, atendendo aos requisitos exigidos pela NBR 11.682 para este tipo de área ( $\geq 1.50$ ).

Resultando no dimensionamento de chumbadores (barra de aço CA50,  $\varnothing$  20 mm) com comprimento de 4,0 a 8,0 m e espaçamento de 1,5 m, tanto na vertical quanto na horizontal.

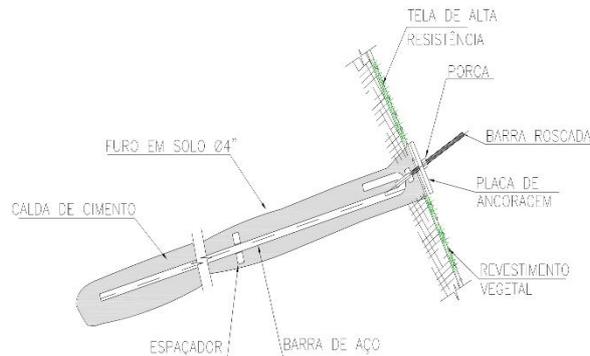


Figura 3. Detalhe construtivo do sistema de ancoragem do Solo Grampeado Verde.

Fonte: Projeto Executivo Meta 8 – Creche Heroínas do Lar, Salvador-Ba.

## 4. SISTEMA DE FIXAÇÃO

O sistema de fixação utilizado entre os chumbadores e a malha de alta resistência com geocomposto da face, teve como diferencial a utilização de porcas olhais, placas de ancoragem de aço 12 x 12 cm, barra rosca de aço galvanizado CA-50 e porcas sextavadas. O conjunto, além de proporcionar a transferência das cargas atuantes na malha de alta resistência para os chumbadores, possibilita uma melhor versatilidade de adaptação do sistema ao talude com inclinações variadas, permitindo uma melhor conformação na face. O detalhe construtivo do sistema pode ser visto nas Figuras 4 e 5.

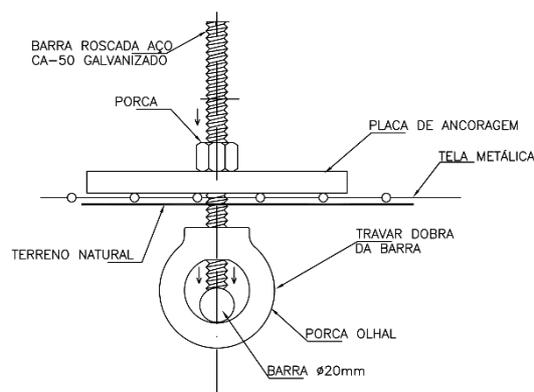


Figura 4. Detalhe do sistema de fixação. Fonte: Projeto Executivo Meta 8 – Creche Heroínas do Lar, Salvador- Ba.



Figura 5. Detalhe do chumbador, porca olhal, barra roscada e mangueira de injeção.

Fonte: Elaborado pelos autores (2018).

## 5. BIOMASSA

Por se tratar de uma região onde o crescimento da vegetação é propício devido à umidade, chuvas regulares e condições do solo, a solução proposta para associação do sistema de face do solo grampeado foi a Biomassa. Este sistema foi preferível em detrimento da hidrossemeadura, por possibilitar uma melhor garantia de germinação e consequente recuperação da flora. Trata-se de um mix de sementes (leguminosas e gramíneas), associado com fertilizantes, *mulch* e fibras longas trituradas (fibra de côco, bagaço de cana, palha de milho ou colmo de plantas), que ficam aderidos à superfície do solo através de um fixador da mistura.

O fixador possui a finalidade de manter as sementes e o fertilizante no local aplicado, livre de carreamentos provocados pelas chuvas. Esse material, além de fixar, promove uma maior resistência superficial ao solo, funcionando como um agregador de partículas, que auxilia na estruturação e redução da erosão, mesmo antes da vegetação desenvolver-se.

A solução adotada procedeu com o preparo do solo, com a correção de irregularidades de pequenas extensões e com posterior serviço de coveamento, isto é, abertura de pequenas covas bem próximas entre si e com profundidade suficiente para reter todos os insumos aplicados. Tal etapa executiva pode ser visualizada na Figura 6.



Figura 6. Execução de Coveamento.

Fonte: Elaborado pelos autores (2018).

Os insumos foram aplicados utilizando jateamento por via aquosa, pulverizando uniformemente sobre a superfície previamente preparada, conforme pode ser visualizado na Figura 7. Durante o processo de jateamento, alguns cuidados devem ser tomados, como por exemplo, dirigir o jato para a superfície a ser revestida de modo a recobrir toda área, procurando desenvolver a operação o mais uniforme possível e, proceder a aplicação das partes mais altas para partes mais baixas, evitando o escorregamento ou acúmulo da mistura.



Figura 7. Aplicação de Biomassa por via aquosa.

Fonte: Elaborado pelos autores (2018).

## 6. PROTEÇÃO DE FACE

Como proteção de face do talude, auxiliando no controle de erosão, foi aplicada uma geomanta flexível, tridimensional, que apresenta mais de 90% de vazios, fabricada a partir de filamentos grossos de

polipropileno, fundidos nos pontos de contato e um reforço metálico, confeccionado com malha hexagonal de dupla torção de alta resistência.

O sistema duplo torção impede o seu desenrolamento nos casos onde houver quebras dos arames ou danos acidentais durante o uso. Além disso, o mesmo conta com cabos de aço de 8.0 mm de diâmetro dispostos longitudinalmente a cada 100,0 cm, que auxilia na efetividade da transferência de cargas, possibilitando um aumento na segurança, capacidade na absorção dos esforços e durabilidade da malha, obtendo ganhos para o sistema como um todo.

A associação entre tela de alta resistência, geocomposto e vegetação, conforme indicação da Figura 8, permite que esses elementos trabalhem juntos, conferindo uma solução característica de elevada capacidade antierosiva, causada pelas chuvas, e uma boa resistência à tração. Tal associação, com o desenvolvimento da vegetação e conseqüente aumento das raízes estimula um maior reforço do paramento.

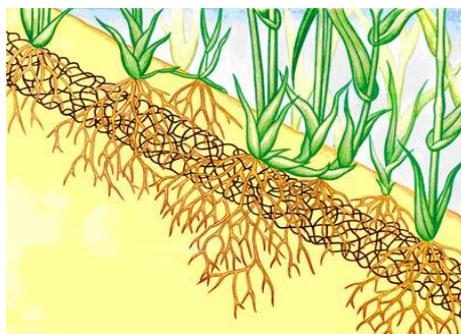


Figura 8. Efeito de enraizamento da vegetação na geomanta.

Fonte: Sobral *et all* (2011).

Na Figura 9 pode-se observar a instalação na obra deste sistema descrito. Nota-se que a instalação da tela se dá após o serviço de biomassa já executado.



Figura 9. Instalação do Geocomposto no talude.

Fonte: Elaborado pelos autores (2018).

## 7. CONCEPÇÃO DO SISTEMA DE DRENAGEM PLUVIAL

Por se tratar de um solo grampeado verde, foi considerado somente o sistema de drenagem de águas pluviais a jusante do talude. A água superficial da face, neste caso, não traz problemas para a contenção, o revestimento de face possibilita a infiltração da água no solo, e a associação da tela de geocomposto com a aplicação da biomassa impede possível processo erosivo. Em virtude disso, sistema de drenagem foi executado com construções de canaletas retangulares em concreto na parte baixa da encosta, interligadas através de caixas de passagem e tubulação, conduzindo o deflúvio até a rede de drenagem pluvial existente no logradouro, como visualizado nas Figuras 10 e 11.



Figura 10. Sistema de drenagem a jusante da encosta.

Fonte: Elaborado pelos autores (2018).



Figura 11. Sistema de drenagem pluvial com muro armado a jusante da encosta.

Fonte: Elaborado pelos autores (2018).

## 8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A utilização da técnica de Solo Grampeado Verde na estabilização de encostas apresenta vantagens para a geotecnia ambiental, permitindo uma maior integração da obra com o meio ambiente. Como pontos fortes desta solução, podem ser citados: o custo-benefício positivo em relação a outros métodos comumente utilizados, visto que tal solução apresentou-se economicamente mais viável, e a mitigação do impacto ambiental e visual, contribuindo para uma face completamente verde ao final da obra, o que não seria possível com o revestimento de face em concreto.

Além disso, o sistema de fixação, associado com o sistema de revestimento de face (tela com malha hexagonal de dupla torção, geocomposto e a biomassa), propiciam o crescimento da vegetação e evitam possíveis focos erosivos no talude, permitindo um grau de rigidez ao paramento frontal.

Na Figura 12 é apresentado o talude com o sistema de estabilização já finalizado. Além da questão estética, tal solução apresentou-se em acordo com os pilares da sustentabilidade: social, econômico e ambiental, atendendo, com isto, as expectativas dos usuários.

Vale ressaltar, que, a sustentabilidade precisa de planejamento, acompanhamento e avaliação de resultados, pois seus três pilares devem estar alinhados com os objetivos da empresa, não podendo ser definidos com base em ações pontuais ou simplesmente compensatórias.



Figura 12. Situação após intervenção.

Fonte: Elaborado pelos autores (2018).

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem as empresas Concreta Tecnologia em Engenharia Ltda. e a Maccaferri do Brasil, pelas informações disponibilizadas.

## REFERÊNCIAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 11682: Estabilidade de encostas - Elaboração. Rio de Janeiro, 2009.

Concreta Tecnologia em Engenharia Ltda e Ecla Engenheiros Consultores Ltda. (2017). Projeto Executivo Meta 8 – Creche Heroínas do Lar, Salvador-Ba.

Conder. Relatório de Anteprojeto da Encosta Meta 08 – Creche As Heroínas do Lar. 2016.

Maysa, S.P.F.(COBRAMSEG 2016) Estabilização da Antiga Pedreira Limoeiro Através de Sol Grampeado em Salvador / Ba. Artigo publicado no COBRAMSEG 2016 — 19-22 outubro, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.

GOOGLE, INC. Google Maps. Disponível em: <https://www.google.com.br/maps/>. Acesso em: fevereiro de 2018.

Plano Diretor de Encostas – PDE (2004) GEOHIDRO/SEMIN- Secretaria Municipal Do Saneamento, Habitação E Infraestrutura Urbana, Salvador.

Sobral, M.L.de V.; Silva, M.F.de L.; Ferreti, B.C.de P.; Lima.L.de Leilo.; Junior, S.de P. REVESTIMENTO FLEXÍVEL COM GEOMANTA REFORÇADA PARA SOLO GRAMPEADO EM TALUDES DE ANGRA DOS REIS. Angra dos Reis / RJ / Brasil (2016).

# Capítulo 8

## COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS COM RESÍDUO DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO DE CONCRETO, CAL VIRGEM E HIDRATADA E SOLO TROPICAL

*Livia Fujii (Universidade de Brasília)*

*José Camapum de Carvalho (Universidade de Brasília)*

**Resumo:** Estudos utilizando materiais recicláveis em pavimento têm ganhado maior importância, uma vez que o volume de material primário é cada vez menor. Foi utilizado resíduo de construção e demolição de concreto de uma obra de demolição de Brasília, para que o mesmo tenha destinação sustentável e adequada, além de diminuir a utilização de material convencional. Foi utilizado solo tropical coletado no Campus-Experimental da Geotecnia da UnB e também cal virgem e hidratada, fornecidas pela Belocal (representada pela Reforsolo Engenharia). Com esses materiais, formaram-se amostras de misturas e de solo *in natura*. Nesta pesquisa, apresentaremos resultados e análises de ensaios de Mini MCV, perda de massa por imersão, porosimetria e superfície específica e triaxial cíclico. No geral, comparando-se os resultados das amostras de misturas e de solo *in natura*, conclui-se que a utilização, tanto do resíduo de concreto, como das cal virgem e hidratada, foram benéficas nesta pesquisa.

**Palavras-chave:** resíduo de construção e demolição, cal virgem, cal hidratada, solo tropical, pavimentação, reutilização, reciclagem.

## 1. INTRODUÇÃO

A geração de resíduos sólidos urbanos tem causado uma problemática notória devido à sua deposição irregular e não sustentável.

Por outro lado, o volume de jazidas a serem utilizadas em camadas estruturais de pavimentos é cada vez mais escasso.

Assim, estudos utilizando materiais recicláveis na construção civil têm ganhado maior importância em rodovias. Um exemplo é a utilização do resíduo de construção e demolição (RCD) em camadas estruturais de pavimentos, *in natura* ou misturado a solo e aditivos.

Nesta pesquisa utilizou-se RCD de concreto, solo tropical e cal virgem e hidratada.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A construção civil é considerada a principal geradora de resíduos na economia brasileira (FREITAS, 2009).

As problemáticas causadas pela deposição irregular do RCD levaram o Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA) a estabelecer a Resolução N° 307/2002, em que responsabiliza os agentes causadores a uma destinação adequada aos resíduos.

Assim, a reutilização dos resíduos de construção e demolição em camadas de pavimento é uma forma de dar uma destinação sustentável aos materiais, além de diminuir a utilização de material convencional, cada vez mais escasso.

Foram realizadas diversas pesquisas utilizando esse material em camadas estruturais do pavimento. Os pontos mais importantes são quanto a maior absorção de água (Mendes *et al* 2004), e quanto às misturas contendo RCD apresentarem comportamento resiliente e maiores valores de CBR (Silva *et al* 2011).

Experiências da mistura de RCD com solos tropicais demonstram o bom desempenho das amostras trabalhadas, como a pesquisa de Cavalcante *et al* (2006), em que se verificou que amostras com 67% de solo tropical e 33% de resíduo, e outra mistura com 50% de solo e 50% de resíduo em peso, indicaram um aumento expressivo no valor do CBR, comparando com amostras de solo puro.

Também verifica-se em pesquisas realizadas anteriormente, melhoria mecânica quando há estabilização dos solos utilizando cal. Na pesquisa realizada por Filho *et al* (2005), verifica-se que a

adição de 4% de cal CH-I em amostras areno argilosas, aumentou o CBR de 42% (*in natura*) para 121% (mistura).

### 3. MATERIAIS E MÉTODOS

O RCD de concreto foi coletado em uma obra de demolição da Brasília Demolições, situada na Estrada Parque Indústria e Abastecimento em Brasília. Na coleta do RCD (Figura 1), notou-se que o mesmo já havia se degradado pelo processo de demolição.



Figura 1. Coleta do RCD.

Após a coleta, o RCD foi submetido ao processo de britagem. Foi utilizado um britador de mandíbulas, no Departamento de Geociências da UnB. Apenas com a utilização do britador, grande parte do RCD foi quebrado em grãos finos, conforme ilustra a Figura 2.



Figura 2. Britagem do RCD.

O solo tropical, representativo dos solos típicos da região do Distrito Federal, foi coletado no campus experimental do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, conforme ilustra a Figura 3. Tentou-se manter a umidade natural, mantendo o material fechado em câmara úmida.



Figura 3. Coleta do solo.

As cals virgem e hidratada foram fornecidas pela Belocal, representada pela Reforsolo Engenharia (Figura 4).



Figura 4. Cal virgem à esquerda e à direita a cal hidratada.

As amostras foram preparadas segundo a norma DNER-ME 041/94: Solos – preparação de amostras para ensaios de caracterização, porém não foram submetidas à secagem prévia, a fim de que se tivesse melhor caracterização comparada com a situação de campo.

O RCD sofreu um processo de separação de maneira que foi utilizado apenas o material passante na peneira #4, visto que a presença de grãos maiores podem diminuir a representatividade dos ensaios mini compactados. A ação predominante de finos é positiva devido à sua ação cimentante.

A pesquisa objetivou comparar o comportamento do solo com as misturas de 2/3 de solo + 1/3 de RCD, 2/3 de solo + 1/3 de RCD + 4% do peso total de cal virgem e mistura de 2/3 de solo + 1/3 de RCD + 4% do peso total de cal hidratada.

Para cada grupo de amostras, foram realizados os seguintes ensaios:

- Mini MCV: DNER-ME 258/94 – Solos compactados em equipamento miniatura
- – Mini MCV;
- Perda de massa por imersão: DNER-ME 256/94: Solos compactados em equipamento miniatura – determinação da perda de massa por imersão;
- Porosimetria e superfície específica: software NovaWin;
- Triaxial cíclico: AASHTO T 307/99.

## 4. RESULTADOS E ANÁLISES

Para o ensaio de Mini MCV, as amostras foram trabalhadas na umidade ótima. O solo foi compactado com umidade de 19,3%, o solo + RCD com umidade igual a 17,2%, o solo + RCD + cal virgem com umidade igual a 16,4% e o solo + RCD + cal hidratada com umidade igual a 16,5%. Para as quatro amostras, o ensaio parou aos 16 golpes.

O resultado do ensaio de Mini MCV é apresentado na Figura 5.

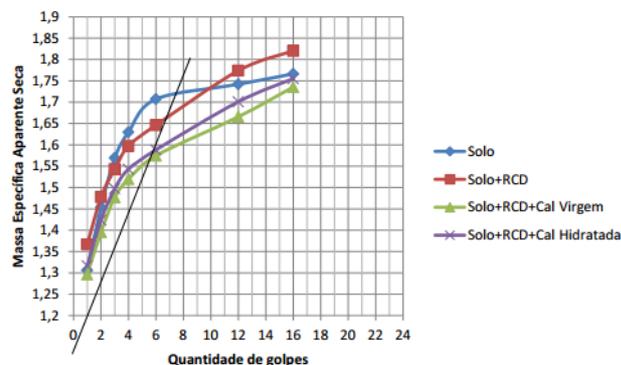


Figura 5. Ensaio de Mini MCV.

Verifica-se comportamento semelhante das amostras contendo o resíduo, sendo semelhante para as misturas que contém cal virgem e hidratada. A presença da brita aumentou a massa específica aparente seca do solo devido à sua maior densidade.

Os pontos de inflexão das curvas dos diferentes materiais se alinharam segundo uma mesma tendência, porém com número de golpes (energia) e massa específica aparente seca distintos.

A maior inclinação do segundo trecho das curvas obtidas para as misturas do solo com + RCD com e sem a presença de cal apontam para maior perda de sucção com o aumento do grau de saturação fazendo com que diminua a resistência das misturas e a compactação se torne mais efetiva.

Realizado o ensaio de Mini MCV, as amostras foram imersas em água para verificar o comportamento relativo à perda de massa quando em imersão Figura 6.



Figura 6. Ensaio de Perda de massa por imersão. À esquerda do solo; direita da mistura solo+RCD.

Poucos segundos após a imersão, a amostra contendo somente solo começou a “desmanchar”. Poucos minutos depois, toda amostra estava “desmanchada” e as demais amostras se mantiveram intactas, conforme demonstra a Figura 6. A presença do RCD e do RCD mais as cal proporcionaram estabilidade estrutural às misturas. Na prática, a presença de água em uma camada do solo puro, poderia gerar graves defeitos no pavimento, como afundamento e valores altos de trilhos de roda. O RCD sobressai-se assim com um material estabilizante do solo estudado.

Os ensaios de porosimetria e diâmetro dos grãos estão mostrados na Tabela 1.

Tabela 1. Resultados do ensaio de porosimetria e diâmetro dos grãos.

Amostra	diâmetro do poro (Å)	Volume Total de poros ( $\mu\text{m}^3/\text{kg}$ )
Solo	<376	13
Solo seco	<417	46
RCD	<427	22
RCD seco	<392	33
Solo + RCD	<397	13
Solo + RCD seco	<405	28
Cal virgem	<372	22
Cal virgem seca	<412	27
Cal hidratada	<398	82
Cal hidratada seca	<397	86
Solo + RCD + Cal virgem	<300	13
Solo + RCD + Cal virgem seca	<390	28
Solo + RCD + Cal hidratada	<400	14
Solo + RCD + Cal hidratada seca	<370	29

Pelos resultados, tem-se que a porosidade é maior para as amostras secas em estufa a 105°C e submetidas a vácuo, comparando-se aos obtidos com as amostras secas ao ar, como esperado, uma vez que a água ocupa espaços vazios entre os grãos. Considerando que o solo e o RCD foram misturados na proporção de duas partes em peso de solo para uma de RCD verifica-se que tanto o RCD como as

cais podem proporcionar algum efeito aglutinador elevando ligeiramente o volume de microporos esperado. Nota-se que a adição de RCD e cais diminuíram o volume de vazios em relação ao solo puro, pelo poder aglutinante.

Os resultados de superfície específica estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 2. Resultados de superfície específica.

Amostra	Área superficial específica (m <sup>2</sup> /g)
Solo	9,606
Solo seco	31,634
RCD	0,876
RCD seco	2,833
Solo + RCD	8,337
Solo + RCD seco	18,745
Cal virgem	1,694
Cal virgem seca	1,8682
Cal hidratada	6,493
Cal hidratada seca	6,976
Solo + RCD + Cal virgem	7,952
Solo + RCD + Cal virgem seca	20,123
Solo + RCD + Cal hidratada	8,549
Solo + RCD + Cal hidratada seca	20,85

Assim como a porosimetria, a superfície específica foi superior para as amostras secas quando comparada aos resultados obtidos para os materiais na umidade natural, quando da coleta. O solo puro seco teve a maior superfície específica, devido à sua maior porcentagem de finos. A mistura de solo com RCD teve aumentada a superfície específica quando da adição tanto da cal virgem como da cal hidratada sendo o aumento maior no caso da cal hidratada. Esses resultados apontam para a ação desagregadora da cal sobre o solo. Ressalta-se que quanto maior a superfície específica, maior a ação de forças elétricas. Os resultados de superfície específica do solo apontam para a influência da presença de gipsita que tem superfície específica variando de 1 a 100 m<sup>2</sup>/g.

Verifica-se ainda (Figura 7) que o grau de saturação das misturas na umidade ótima da energia Proctor intermediário foi maior quanto maior a superfície específica, conforme esperado, uma vez que, quando maior a superfície específica, maior a superfície de contato nas interações com a água.

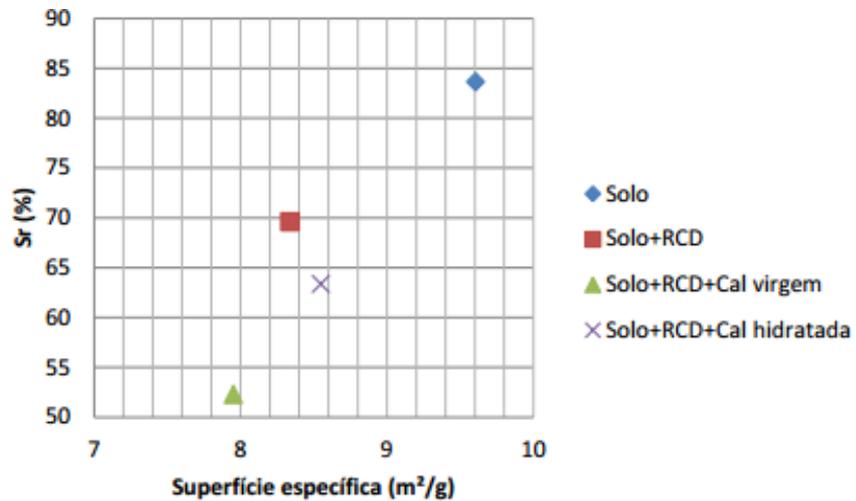


Figura 7. Superfície específica x grau de saturação.

Do ensaio de resiliência, verificou-se estreita relação entre o Módulo resiliente obtido no ensaio triaxial cíclico e o Modelo Universal para todas as amostras analisadas, conforme Figura 8. Verifica-se que para as misturas, obteve-se valores equivalentes de resiliência ao 1 dia de cura, comparado com as demais curas, o que demonstra que a ação cimentante do RCD e dos cais foi rápida ou pouco significativa caso em que as alterações de comportamento verificadas nos demais ensaios teria sido função predominantemente de trocas catiônicas. A presença do material granular (RCD) também contribuiu para o aumento do módulo resiliente.

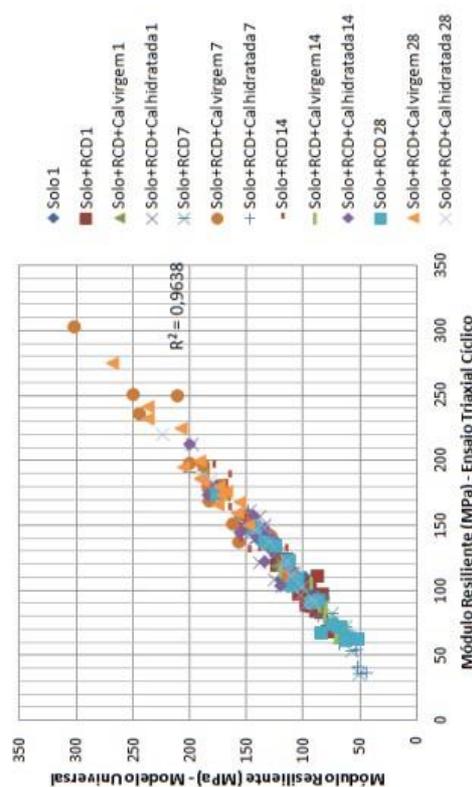


Figura 8. Sobreposição das comparações de modelos de resiliência das amostras.

Tem-se também que o melhor comportamento resiliente foi o da mistura com cal virgem, provavelmente devido à sua maior sucção, uma vez que a cal virgem no contato com a água sofre hidratação consumindo água do sistema.

## 5. CONCLUSÃO

De um modo geral, conclui-se da melhora do solo quando misturado ao resíduo de construção e demolição e às cais virgem e hidratada. Assim, a utilização desses produtos é benéfica em camadas estruturais do pavimento.

Para o ensaio de Mini MCV, as amostras foram compactadas na umidade ótima. Verifica-se comportamento semelhante das amostras contendo o resíduo, sendo semelhante para as misturas que contém cal virgem e hidratada.

Observou-se que, após a imersão dos corpos de prova submetidos a ensaio de Mini MCV, a amostra contendo apenas solo começou a desmanchar em poucos minutos, o que não ocorreu com as misturas. Portanto, o RCD sobressaiu-se como um material estabilizante do solo.

Para o ensaio de porosidade, utilizou-se amostras secas ao ar e secas no equipamento a 105°C. Os resultados de porosidade foram maiores para amostras secas no equipamento do que para amostras secas ao ar. O solo apresentou maior superfície específica que as misturas devido à maior porcentagem de finos. Os resultados apontaram para ação agregadora da cal sobre o solo, uma vez que se obteve menores volumes de vazios.

Do ensaio de resiliência obteve-se estreita relação do módulo resiliente obtido do ensaio triaxial cíclico e o modelo universal para todas as amostras analisadas. Para as misturas, obteve-se valores equivalentes com relação às suas respectivas curas de 1, 7, 14 e 28 dias, o que demonstra que a ação cimentante do RCD e das cais foi rápida. A presença do RCD contribuiu na melhoria do comportamento resiliente. A mistura contendo cal virgem apresentou melhores comportamentos.

## AGRADECIMENTOS

Agradecimentos ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, ao Instituto de Geociências da Universidade de Brasília, à BeloCal e à Reforsolo Engenharia. À Capes, pelo apoio financeiro.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Cavalcante et al (2006). Estudos para aproveitamento de resíduos de cerâmica vermelha de Sergipe na pavimentação rodoviária, 37ª Reunião de Pavimentação, Goiânia, GO, Brasil.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGENS DNER-ME 258/94: Solos compactados em equipamento miniatura – Mini Mcv DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGENS DNER-ME 256/94: Solos compactados em equipamento miniatura – determinação da perda de massa por imersão.

FREITAS, I. M. (2009). Os resíduos de construção civil no município de Araraquara/SP. Dissertação de Mestrado. Centro Universitário de Araraquara – UNIARA. Desenvolvimento Regional e Meio Ambiente.

MENDES, T. M., MORALES, G., CARBONARI, G. Study on arc's aggregate utilization recycled of concrete. Conference on the use of recycled materials in building and structures. Barcelona, Espanha 2004.

SILVA, M.G.B., SILVA, B.T.A., BARROSO, S.H.A (2008). Um primeiro estudo dos resíduos de construção e demolição da construção civil para aplicação em camadas de pavimentos na cidade de Fortaleza. 15ª Reunião de Pavimentação Urbana. Salvador, Bahia.

# Capítulo 9

## UTILIZAÇÃO DO PENETRÔMETRO DINÂMICO PARA ESTIMATIVA DA TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO DE CASCAVEL-PR, EM FUNÇÃO DO TEOR DE UMIDADE.

*Claudino Schmitt Neto (Centro Universitário Assis Gurgacz)*

*Maycon André de Almeida (Centro Universitário Assis Gurgacz)*

**Resumo:** A boa execução de uma fundação é totalmente dependente da correta determinação dos parâmetros do solo, neste contexto, o Cone de Penetração Dinâmica (CPD) vem se apresentando como uma alternativa rápida e eficiente esse tipo de situação. O solo de Cascavel/PR é composto por argila com elevada porosidade, e edificações construídas sobre este tipo de solo estão sujeitas a recalques pelo adensamento de suas camadas. O objetivo deste trabalho foi estimar a tensão admissível do solo com o CPD em diferentes pontos do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica do Centro Universitário Assis Gurgacz de Cascavel, considerando a variação da umidade nos ensaios. Os resultados obtidos mostraram que os valores de resistência de ponta dos ensaios variam de acordo com a umidade, pois quanto mais úmido o solo, menor é sua tensão admissível, além disso foi possível determinar uma correlação satisfatória para a tensão admissível do solo, quando comparado à dados de provas de carga realizadas no mesmo local.

**Palavras-chave:** Penetração Dinâmica, Ensaio de Placa, Umidade.

## 1. INTRODUÇÃO

Na engenharia civil, a geotecnia é a área onde se aplicam os conceitos e teorias fundamentais da geologia e da mecânica dos solos à problemas práticos cotidianos, que vão desde a identificação e a caracterização dos maciços, até o entendimento da interação solo-estrutura de fundações. Com o uso da tecnologia, o engenheiro geotécnico controla a grandeza das cargas que serão aplicadas nas fundações, como explica Maciel Filho (1997).

As fundações são elementos estruturais que tem por função transmitir as cargas da estrutura ao terreno onde ela se apoia (Velloso e Lopes, 2010). Antes de definir o tipo de fundação a ser utilizada na obra, é necessário realizar o reconhecimento do solo com ensaios específicos in loco. Através dessas análises o engenheiro responsável irá definir qual o tipo de fundação é mais adequado para o terreno em questão, levando em consideração a segurança, desempenho e economia.

No dimensionamento de fundações existem diferentes métodos para se estimar a tensão admissível do solo, como provas de carga, métodos teóricos e estimativas através de sondagem SPT, além de outros ensaios de campo com equipamentos como penetrometros e o dilatômetro de Marchetti. O cone de penetração estática (CPE) mede continuamente a reação do solo durante a penetração contínua de uma ponta cônica, medindo a resistência de ponta e o atrito lateral. Já o cone de penetração dinâmica (CPD) mede o índice de penetração através da queda de um martelo por uma haste que crava a ponta cônica do equipamento no solo. De acordo com Bondarik (1967, apud Tsuha, 2003), as propriedades geotécnicas do solo, analisadas pelo penetrômetro, são baseadas na resistência à penetração apresentada pelo solo.

A cidade de Cascavel está situada na região Oeste do Paraná e, por estar em uma região de clima tropical, possui um solo laterítico composto basicamente por argila com elevada porosidade. Segundo Cardoso et al. (2003), as edificações nessas regiões estão sujeitas a recalques pelo adensamento de suas camadas de solo, devido à colapsibilidade do mesmo. Este tipo de solo, quando inundado, apresenta grande deformação e perda de resistência, o que pode causar o deslocamento da fundação e, conseqüentemente, o aparecimento de trincas e rachaduras na edificação.

Com base no preposto, o artigo tem como objetivo estabelecer uma relação entre a tensão admissível do solo, determinada através de provas de carga em placa, e as taxas de penetração obtidas pelo Cone de Penetração Dinamica (CPD), considerando a variação de umidade do solo do Campo Experimental de Engenharia do Centro Universitário Assis Gurgacz (CEEF), em Cascavel/PR

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA - CPD

O Cone de Penetração Dinâmica (CPD) é composto por uma haste de 20 mm de diâmetro, que contém em sua extremidade uma ponta cônica de aço temperado de 30° ou 60° de ângulo de inclinação, e possui largura ligeiramente superior à da haste, o que assegura que a resistência à penetração seja exercida apenas pelo cone. A execução do ensaio é realizada puncionando a haste com o cone para dentro do solo através da queda livre de um martelo de 8 kg de massa, corrediço, que é guiado pela haste e cai de uma altura de 575 mm (Figura 1).

A penetração do cone é medida por uma régua graduada que permanece apoiada à superfície e paralela à haste do equipamento.

Para operar o CPD são necessárias duas pessoas: uma para segurar o equipamento e manusear o martelo, enquanto outra realiza a leitura da penetração do solo, que é verificada pela régua graduada.

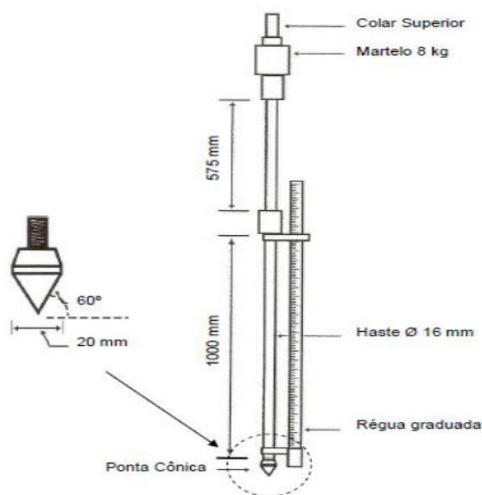


Figura 1. Esquema do Equipamento CPD

O primeiro golpe é desconsiderado por ser o momento da cravação do equipamento ao solo. A curva CPD obtida representa o número de golpes para se alcançar uma dada profundidade. Segundo Guedes (2008), o índice de penetração CPD é obtido pela Equação 1, que relaciona a penetração total obtida pelo número de golpes (mm).

$$CPD = \frac{\text{Penetração total (mm)}}{N^{\circ} \text{ de Golpes}} \quad (1)$$

De acordo com Silva Júnior (2006), o CPD possui algumas limitações, entre elas a grande variabilidade dos resultados, principalmente em caso de análise de materiais granulares.

## 2.2 RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO DO CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA

Tsuha (2003) propõe a expressão para a conversão dos parâmetros de números de golpes em valores de tensão. A resistência de ponta do cone ( $q_p$ ) é obtida pela Equação 2, que segue os mesmos princípios das expressões dinâmicas aplicadas às estacas pré-moldadas.

$$q_p = \left[ \frac{M_1}{M_1 + M_2} \right] \cdot \frac{M \cdot a \cdot H}{A \cdot e} \quad (2)$$

Onde:

$q_p$  = Tensão de ponta (kPa);

$M_1$  = Massa do martelo do aparelho (8 Kg);

$M_2$  = Massa total das composições das hastes do aparelho, cabeça de bater e hastes guias (4 Kg);

$a$  = Aceleração da gravidade (10 m/s<sup>2</sup>);

$H$  = Altura de queda do martelo (575 mm)

$A$  = Seção transversal do cone (490,87 mm<sup>2</sup>);

$e$  = Penetração média por golpe (mm).

## 2.3 PESQUISAS REALIZADAS NO CAMPO EXPERIMENTAL DA FAG

Vieira *et al.* (2017) realizaram 6 provas de carga em placa, sendo 3 em condições naturais de umidade e 3 em condições de pré-inundação por 24 horas, no solo superficial do Campo Experimental de Engenharia do Centro Universitário Assis Gurgacz (CEEF), a uma profundidade de 1 m.

Para a realização das provas de carga inundadas foram utilizadas as mesmas valas escavadas para realização das provas de carga nas condições naturais.

Na Figura 2 são apresentadas as curvas “tensão x deformação” dos 6 ensaios realizados, sendo 3 sob condições naturais de umidade (PCN) e 3 sob condições de solo pré-inundado por 24 horas (PCI).

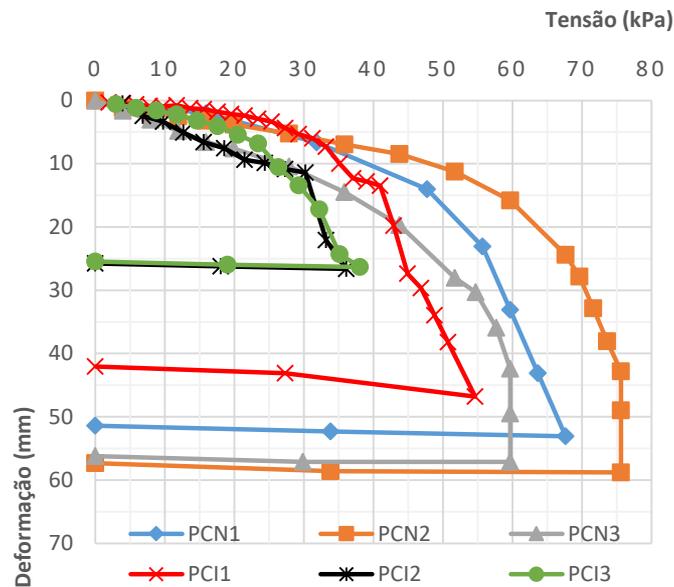


Figura 2. Provas de carga sobre placa realizadas no CEEF

Segundo os autores, comparando os ensaios com e sem inundação preliminar do solo, verificou-se que este solo sofreu uma redução na tensão de ruptura média de 30%, resultado esse já esperado pelos autores, conforme apontado por Branco *et al.* (2016), já que no solo de Londrina/PR houve uma redução de quase 60% da mesma tensão.

### 3. MATERIAIS E MÉTODOS

#### 3.1 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO LOCAL

A caracterização do solo do CEEF foi realizada por Zen (2016). Segundo a autora, a classificação do solo, conforme especificado na NBR 7181 (2016) e de acordo com a curva granulométrica, é de uma argila silto arenosa. Em relação ao sistema unificado (SUCS), foi classificado como solo argiloso muito compressível (CH), e pelo sistema rodoviário (T.R.B.) como A-7-6, correspondendo a argila siltosa medianamente plástica, classificada com regular a mau para utilização como subleito.

Na Tabela 1, observam-se os valores médios dos principais índices físicos determinados para as camadas de solo identificadas no CEEF.

Tabela 1. Índices físicos do solo do CEEF

ÍNDICES FÍSICOS	CAMADA 1	CAMADA 2
	1 a 9 metros	10 a 15 metros
w (%)	34	53
w <sub>L</sub> (%)	53	59
w <sub>p</sub> (%)	38	42
IP (%)	15	17
$\gamma_d$ (KN/m <sup>3</sup> )	12	12
$\gamma_s$ (KN/m <sup>3</sup> )	27	27
Argila (%)	70	56
Silte (%)	25	35
Areia (%)	5	9
Consistência	Muito mole a média	Rija a dura
Índice de vazios (e)	1,2	1,5

Fonte: Zen (2016)

Onde: w (teor de umidade), w<sub>L</sub> (limite de liquidez), w<sub>p</sub> (limite de plasticidade), IP (índice de plasticidade),  $\gamma_d$  (peso específico seco) e  $\gamma_s$  (peso específico dos grãos).

Os valores médios obtidos nos resultados evidenciam que o solo da CEEF possui 70% de argila, o que caracteriza um solo que armazena muita água e possui pouca permeabilidade. Trata-se de um solo que, quando com elevado teor de umidade, pode apresentar variações em sua capacidade de carga, fato este comprovado por Vieira *et al.* (2017) ao realizar provas de carga em placa sobre o mesmo com inundação prévia.

Considerou-se o perfil geotécnico médio obtido através de 3 ensaios a percussão do tipo SPT, o qual representa o subsolo do CEEF, e é apresentado na Tabela 2. Durante os referidos ensaios, o lençol freático variou entre as profundidades de 12 e 15 metros.

Tabela 2. SPT realizado no CEEF

Cota (m)	Nspt Médio	Descrição do Subsolo		
1	1,7			
2	1,7			
3	2,5			
4	2,8	Argila	Siltosa	Marron
5	4,1	Avermelhada	Muito	Mole a
6	7,8	Média		
7	6,4			
8	5,6			
9	10,0			
10	11,9	Argila	Siltosa	Marron
11	12,6	Avermelhada	Rija	
12	16,6	Argila	Siltosa	Marron
13	27,0	Avermelhada	Rija a	Dura
14	31,3	Percolações	Branças	
15	Limite da sondagem			

Fonte: Zen (2016)

## 3.2 REALIZAÇÃO DE ENSAIOS CPD

Os ensaios com o CPD foram conduzidos entre outubro de 2016 e janeiro de 2017, e foram realizados em 3 cavas abertas no CEEF, em Cascavel-PR. Cada uma das cavas possuía uma profundidade de 1 metro, e foram realizados, em média, 4 ensaios CPD por cava, sempre nos cantos. A Figura 3, mostra ilustradamente os pontos de ensaios nas cavas (unidades em metros).

O CPD utilizado foi do tipo Penetrômetro Sul Africano, com uma altura total de equipamento de 2 metros e 12 kg de peso, contendo em sua extremidade uma ponta cônica com ângulo de 30° e um martelo de 8 kg responsável pela cravação da haste no solo.

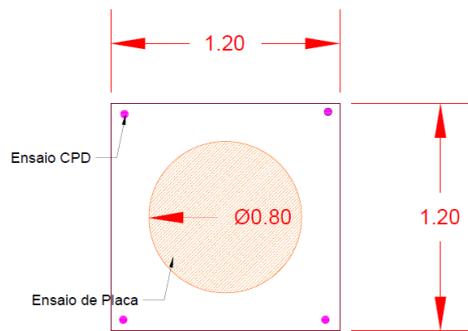


Figura 3. Disposição dos Ensaios na Cava.

Para operar o CPD, como de padrão, foram necessárias duas pessoas, uma para segurar o equipamento e outra para manusear o martelo e fazer anotações. A chapa era nivelada e apoiada no chão, de forma que a barra principal que recebe os golpes penetrasse no solo verticalmente. A Figura 4 ilustra a realização do ensaio com penetrômetro.



Figura 4. Realização dos Ensaios

O ensaio foi realizado na seguinte sequência: posicionamento e nivelamento do equipamento; execução do primeiro golpe com o martelo, à ser desconsiderado; marcação da posição das hastes para posterior verificação da penetração; execução de nove golpes com o martelo; conferência e anotação do valor da penetração obtida.

A penetração foi verificada com uma fita métrica, utilizando como referência a guia de fixada na base do equipamento. Após o primeiro golpe, com o auxílio de um giz, foi marcado o primeiro nível, e após os 9 golpes do martelo sobre a haste, foi medida a distância entre o primeiro nível e a chapa guia.

A fim de verificar a influência do aumento de umidade na penetração do CPD, as cavas foram pré-umedecidas por 24 horas utilizando mangueira, e no momento da realização dos ensaios foi coletada uma amostra de solo para determinação da umidade.

O procedimento do ensaio de umidade seguiu as recomendações da NBR 6457/16, que consiste em conduzir as amostras de solo para a balança para determinação da massa natural e em seguida determinação da massa seca, após secagem em estufa por 24 horas a uma temperatura entre 100°C e 105°C.

## 4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 4.1 RESULTADOS DOS ENSAIOS CPD

Na Tabela 3 são apresentadas as taxas de penetração para os 9 golpes finais, e o teor de umidade para cada ensaio CPD realizado nas cavas.

Tabela 3. Taxas de penetração e teor de umidade dos ensaios CPD realizados em cada cava

Ensaio		
Ensaio da Cava 1		
Penetração (mm/golpe)		Teor de Umidade
Ensaio 1	58,11	45,59 %
Ensaio 2	48,64	39,61 %
Ensaio 3	55,92	43,77 %
Ensaio 4	47,42	39,39 %
Ensaio 5	100,42	79,83 %
Ensaio 6	45,86	35,32 %
Ensaio da Cava 2		
Penetração (mm/golpe)		Teor de Umidade
Ensaio 1	53,36	41,00 %
Ensaio 2	55,06	43,27 %
Ensaio 3	54,83	40,48 %
Ensaio 4	58,72	46,44 %
Ensaio 5	24,80	16,07 %
Ensaio 6	30,00	17,15 %
Ensaio da Cava 3		
Penetração (mm/golpe)		Teor de Umidade
Ensaio 1	56,67	43,75 %
Ensaio 2	47,44	37,38 %
Ensaio 3	47,75	38,20 %
Ensaio 4	46,36	35,89 %
Ensaio 5	47,14	37,28 %
Ensaio 6	80,37	57,37 %

Na Figura 5 são apresentados os índices de penetração do cone, considerando a variação de umidade registrada em cada caso. É possível verificar taxas crescentes de penetração conforme ocorre o aumento de umidade do solo, como já verificado em Tsuha (2003) e Melo Filho (2007).

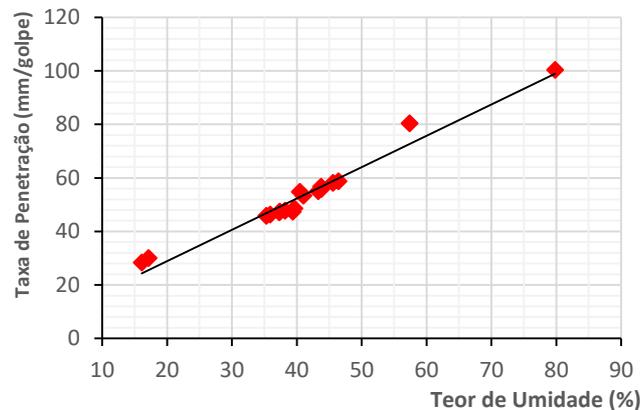


Figura 5. Relação taxa penetração x Teor de Umidade

Obtem-se por regressão linear a Equação 3, que relaciona as duas variáveis, sendo verificado um coeficiente de determinação ( $R^2$ ) de 0,96.

$$CPD \left( \frac{mm}{golpe} \right) = 1,17 \cdot w + 5,43 \quad (3)$$

Através da equação apresentada é possível determinar a umidade do solo aproximada, através do índice CPD determinado em campo, para a profundidade de 1 metro.

Com os índices do CPD determinados, foram calculadas as tensões de ruptura de ponta ( $q_p$ ) para cada ensaio. Na Figura 6 é apresentada a relação entre a tensão de ruptura determinada pelo penetrômetro ( $q_p$ ) e o teor de umidade registrado in loco.

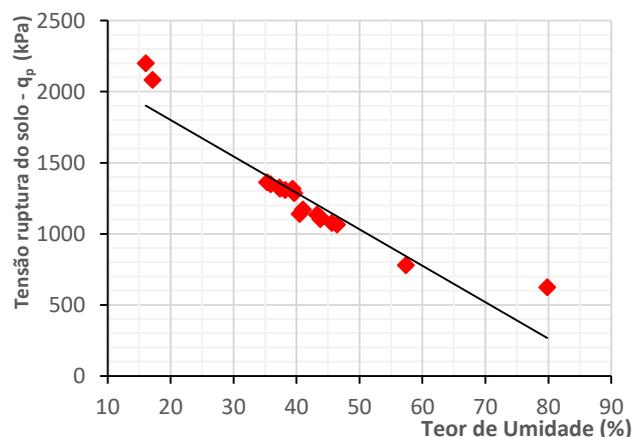


Figura 6. Resultado de ensaios CPD

Através de regressão linear, foi determinada a Equação 4 para a estimativa da tensão de ruptura do solo através de sua umidade, considerando a aplicação da Equação 2. O coeficiente de determinação ( $R^2$ ) verificado foi de 0,86.

$$q_p(kPa) = -25,65 \cdot w + 2315,2 \quad (4)$$

## 4.2 COMPARAÇÃO COM ENSAIOS DE PLACA

Os resultados obtidos nos ensaios de penetração foram comparados com provas de carga realizadas por Vieira *et al.* (2017), em placa circular de 80 cm de diâmetro, realizadas no Campo Experimental de Engenharia do Centro Academico Assis Gurgacz (CEEF), a uma profundidade de 1 metro.

Na Tabela 4 estão representados os valores de resultados da prova de carga de solo em condição natural (PCN) e com o solo pré-inundado (PCI). Utilizando o critério de Van der Veen (1953), Vieira *et al.* (2017) determinaram as capacidades de carga de todas as provas de carga, considerando uma deformação de 25 mm. Já as tensões admissíveis foram determinadas através da aplicação de um fator de segurança igual a 2,0 sobre o valor da tensão de ruptura.

Tabela 4. Resultados Prova de Carga (Vieira *et al.*, 2017)

	PC	$\rho$ (mm)	$\sigma_{ult}$ (kPa)	$\sigma_{adm}$ (kPa)	Umidade (%)
PCN1	1	53,10	55,22	27,61	39,89
PCI1		46,82	46,35	23,17	-
PCN2	2	57,14	66,24	33,12	36,92
PCI2		50,00	38,11	19,05	-
PCN3	3	58,82	50,21	25,10	37,46
PCI3		50,00	36,84	18,42	-

Foram utilizados 2 métodos para previsão da ruptura convencional para interpretar as curvas *tensão x deformação*: Van der Veen (1953) e a tensão correspondente ao recalque de  $D/30$ , em que  $D$  é o diâmetro da placa (80 cm). A Tabela 5 apresenta as capacidades de carga do solo determinadas pelos 2 critérios acima, e as tensões de ruptura ( $q_p$ ) determinadas pelo CPD para uma mesma umidade ( $w$ ).

Tabela 5. Capacidade de carga ( $\sigma_r$ ) em ensaios de placa e pela estimativa pelo CPD ( $q_p$ ), em função de uma mesma umidade

	$\sigma_{ult}$ (V.D.V) kPa	$\sigma_{ult}$ (D/30) kPa	$q_p$ (CPD) kPa	W (%)
PCN1	55,22	56,40	622	40
PCN2	66,24	67,50	622	37
PCN3	50,21	51,48	1317	37
PCI2	38,11	35,43	1325	80
PCI3	36,84	37,47	1317	80

Com os valores apresentados construiu-se a Figura 7, relacionando para um mesmo nível de umidade os valores de tensão de ruptura ( $q_p$ ) e a capacidade de carga ( $\sigma_r$ ) do solo.

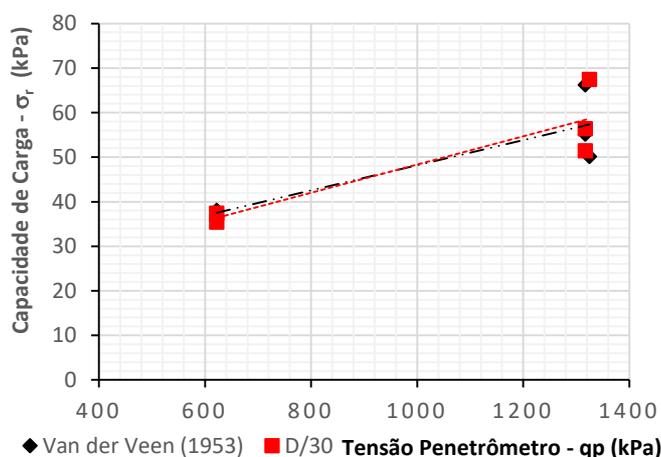


Figura 7. Relação entre capacidade de carga ( $\sigma_r$ ) e a tensão do penetrometro ( $q_p$ ), para mesmo nível de umidade.

Observando-se a existência de razoável linearidade entre os pontos relativos a um mesmo critério, determinou-se uma regressão linear para cada critério de ruptura convencional.

Para as duas situações, o intervalo válido de análise é de uma tensão de ruptura ( $q_p$ ) de 600 a 1300 kPa, para que seja possível utilizar os modelos apresentados à seguir.

A correlação entre as duas variáveis, considerando extrapolação da tensão de ruptura através do método de Van der Veen (1953), apresentou um coeficiente de determinação  $R^2$  de 0,77, e a relação entre as tensões demonstrada na Equação 5.

$$\sigma_r \text{ (kPa)} = 0,0282 \cdot q_p \quad (5)$$

Já a extrapolação da tensão de ruptura, através do critério D/30, possibilitou desenvolver uma correlação entre as duas variáveis, com um coeficiente de determinação  $R^2$  de 0,82, dado pela Equação 6.

$$\sigma_r \text{ (kPa)} = 0,0317 \cdot q_p \quad (6)$$

Realizando a análise estatística das duas equações, verifica-se que ambas apresentam *valores-p* inferiores a 0,05. O *valor-p* é definido como a probabilidade de se observar um valor da estatística de teste maior ou igual ao encontrado, e valores inferiores a 0,05. Ferreira e Patino (2015) indicam que quando não há nenhuma diferença, um valor tão extremo para a estatística de teste é esperado em menos de 5% das vezes. Considerando o exposto, comprova-se que o modelo é válido para prever a tensão de ruptura do solo.

As duas equações podem ser representadas pela Equação 7, considerando a média dos dois métodos, e é aplicável em um intervalo de tensões de ponta ( $q_p$ ), obtido pelo penetrômetro, de 600 kPa à 2.200 kPa.

$$\sigma_r \text{ (kPa)} = \alpha \cdot q_p \quad , \text{ com } \alpha = 0,03 \pm 0,002 \quad (7)$$

Considerando o valor de  $\alpha$  de 0,03 e utilizando a Equação 4, pode-se correlacionar a capacidade de carga diretamente com a umidade através da Equação 8.

$$\sigma_r \text{ (kPa)} = -0,77 \cdot w + 69,46 \quad (8)$$

Vale ressaltar, no entanto, que ao se utilizar as correlações determinadas acima, deve-se atentar para os dados relativos ao equipamento, como massa total das composições das hastes e altura de queda de martelo.

As correlações determinadas neste artigo são válidas para solos superficiais, argilosos, lateríticos e colapsíveis típicos da região de Cascavel/PR, podendo causar grandes dispersões quando aplicadas em outros tipos de solos.

## 5. CONCLUSÕES

O principal objetivo da presente pesquisa foi estimar a tensão admissível do solo e determinar uma correlação entre os ensaios de cone de penetração dinâmica e as provas de carga diretas em placa já realizados na CEEF, na profundidade de 1 metro.

Na realização dos ensaios, foi necessária a realização de no mínimo 4 ensaios penetrométricos por cava, com intervalos de dias para uma variação de teor de umidade, visto que a incidência solar no local influenciou na umidade das cavas.

Os valores de resistência de ponta dos ensaios variaram de acordo com a umidade, de 622 kPa, para a maior umidade encontrada (79,83%), até 2.200 kPa, para o menor valor de teor de umidade encontrado (16,07%) na profundidade de 1m. Analisando os dados obtidos, observou-se que quanto mais úmido o solo, menor é sua tensão admissível, fato este já verificado por Tsuha (2003).

As correlações determinadas entre as tensões de ponta do penetrômetro (CPD) e a capacidade de carga última, obtida através de provas de carga em placa, resultaram em equações que apresentam uma validade estatística confiável, através do teste do *valor-p*, e que levam em consideração variações na umidade do solo.

Entretanto, é necessária muita cautela ao utilizar essas equações, devendo o usuário verificar e ajustar as tensões de ruptura obtidas pelo penetrômetro caso as medidas do mesmo não sejam iguais às informadas no Capítulo 2 deste artigo. Recomenda-se também a realização de mais ensaios para confirmação dos resultados, além da análise complementar da sucção do solo, visto que trata-se de um solo não saturado.

## REFERÊNCIAS

Abnt – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6457 (2016). Amostras de Solo – Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização. Rio de Janeiro.

Abnt – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7181 (2016). Análise Granulométrica. Rio de Janeiro.

Branco, C. J. M. C; Zambom, V. S; Cancian, V. A; Teixeira, R. S. (2016). Estimativa de Recalque de Sapata Apoiada em Solo Argiloso Típico de Londrina/PR. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Belo Horizonte.

Cardoso, D. L; Medeiros, J. A. (2003). Propriedades geotécnicas da região de Cascavel-PR. Anais do I ENGEOPAR – Encontro Geotécnico do Terceiro Planalto Paranaense. Maringá.

Ferreira, J. C. e Patino, C. M. (2015). O que realmente significa o valor-p?. Educação Continuada: Metodologia Científica. Jornal Brasileiro Pneumologia. p. 485.

Guedes, S. B. (2008). Estudo da Viabilidade Técnica da Viabilidade Técnica do Cone de Penetração Dinâmica (CPD), do Cone de Penetração Estática (CPE) e do Penetrômetro PANDA no Dimensionamento de Pavimentos Urbanos. Dissertação de mestrado. Campina Grande. 291 f.

Melo Filho, C. L. (2007). Aplicação do Cone de Penetração Dinâmica (CPD) como Alternativa para Fundações Rasas. Dissertação de mestrado. Campina Grande. 128 f.

Maciel Filho, C. L. (1997). Introdução à Geologia de Engenharia. Santa Maria. São Paulo: Oficina de Textos.

Silva Junior, F. A.; Rodrigues, J. K. G.; Jordão, L. P.; Melo Filho, H. B. e Guimarães, L. C. (2006). Aplicação do Cone de Penetração Dinâmica (CPD) no Dimensionamento de Pavimentação de Aeroportos. V Jornadas Luso-Brasileiras: Políticas e Tecnologias. Recife-PE.

Tsuha, C. H. C. (2003). Utilização de Penetrômetro Manual em Solo Colapsível e Comparação com Resultados de Prova de Carga em Placa e em Sapata. Dissertação de mestrado. USP. São Carlos.

Van Der Veen, C. (1953) The Bearing Capacity of a Pile. Proc. Third International Conference Soil Mechanics Foundation Engineering, Zurich, vol. II.

Projeto, Investigação do subsolo, Fundações Superficiais, Fundações Profundas. São Paulo: Oficina de Textos.

Vieira, M. K.; Radoll, J.; Almeida, M. A. (2017) Análise da Aplicação de Fundações Rasas a partir de Resultados de Provas de Carga em Solo de Cascavel-PR. Geocentro. Goiânia.

Zen, B. A. B. (2016). Caracterização geotécnica do subsolo do campo experimental do Centro Acadêmico da FAG em Cascavel/PR. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil). Centro Universitário Assis Gurgacz. Cascavel, PR.

# Capítulo 10

## ESTUDO DO EFEITO ESCALA PARA A DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA *IN SITU* DA CAMADA DE CARVÃO IRAPUÁ NA JAZIDA CARBONÍFERA SUL-CATARINENSE

*Clovis Gonzatti (UFRGS)*

*Luiz Zorzi (CIENTEC)*

*Ivone Maria Agostini (CIENTEC)*

*João Alberto Fiorentini (CIENTEC)*

**Resumo:** No início da década de 1990, a CIENTEC - Fundação de Ciência e Tecnologia do Estado do Rio Grande do Sul desenvolveu estudo pioneiro no País, relacionado à mineração simultânea de camadas múltiplas de carvão. Uma das atividades contemplou estudos detalhados de caracterização geomecânica dos materiais presentes na camada de carvão Irapuá, em exploração na Mina A-Sangão, localizada nas proximidades da cidade de Criciúma-SC, dentro da Jazida Carbonífera Sul-Catarinense.

O objetivo dos ensaios em laboratório foi a definição da resistência à compressão uniaxial da camada Irapuá e estabelecer uma primeira aproximação, para o valor da resistência característica desta camada, uma vez que o conhecimento existente baseava-se exclusivamente na experiência prática da mineração ao longo dos anos.

Amostras de grande porte do carvão da camada foram coletadas, utilizando técnicas especiais para a manutenção da integridade do material, e um conjunto de 56 ensaios de compressão uniaxial em corpos-de-prova cúbicos, com a dimensão do lado variando entre 4,5cm e 31cm, foi realizado em laboratório. Adicionalmente, amostras cilíndricas de testemunhos de sondagens com diâmetro NX foram utilizadas para ensaios de tração indireta, compressão uniaxial e triaxial, com o objetivo de

determinar a envoltória de ruptura d rocha intacta. O mapeamento geotécnico na camada Irapuá em outras duas minas (Morozini Norte e Santa Augusta Norte) serviu de base para a definição do padrão estrutural dessa camada.

Neste trabalho são descritas as técnicas experimentais utilizadas nos ensaios, bem como apresentados os resultados obtidos de resistência à compressão uniaxial e das constantes elásticas. Ao mesmo tempo, são discutidos aspectos importantes na realização desse tipo de estudo, destacando-se o efeito escala para a camada carbonosa em consideração e a estimativa de valores da resistência *in situ* para a camada Irapuá com base em ensaios de laboratório. Finalmente, são apresentadas as estimativas de resistência *in situ* para a camada de carvão Irapuá a partir da aplicação do critério de ruptura de Hoek-Brown associado ao índice GSI - Geological Strength Index.

**Palavras-Chave:** Efeito escala, ensaios de laboratório, resistência *in situ*, mapeamento geotécnico, carvão, Irapuá.

## 1. INTRODUÇÃO

A quase totalidade da produção científica, do que ainda se considera a arte de dimensionar pilares em minas de carvão, originou-se nos EUA e na África do Sul, países onde a lavra de carvão em subsolo, pelo método de câmara e pilares, superava os 90% do total produzido até o início da década de 1990.

Dos dois parâmetros necessários para a análise do nível de segurança de um pilar - resistência e carga - o primeiro é o que tem merecido a parte mais significativa da atenção dos inúmeros pesquisadores que se dedicaram ao assunto, ficando o segundo, para fins práticos, basicamente restrito à aplicação da teoria da área tributária.

A resistência do pilar, definida pela carga máxima suportada por unidade de área, é dependente de pelo menos três elementos básicos:

- do efeito escala;
- do efeito forma;
- das propriedades da rocha que forma o pilar e das rochas encaixantes.

No âmbito do Comitê de Estudos do Efeito Escala em Mecânica de Rochas da ISRM - International Society for Rock Mechanics, tem sido observado, experimentalmente, que um conjunto de amostras com diferentes tamanhos provenientes de um mesmo universo apresenta distribuições estatísticas com diferentes parâmetros (média, desvio padrão, por exemplo) para uma mesma propriedade da rocha. Adicionalmente, um conjunto de amostras de uma mesma rocha ou de um mesmo maciço rochoso, quando submetida a carregamento em condições similares, apresenta características não constantes, mas dependentes da dimensão da amostra. Essa variação é denominada de efeito escala (CUNHA, 1990 e 1992). Esse tipo de comportamento, na prática, é muito discutido quando se trata da determinação da resistência à compressão uniaxial de materiais rochosos e tem sido objeto de discussões há mais de um século.

Em síntese, o efeito escala implica valores de resistência mais elevados para amostras submetidas a ensaio nas dimensões de laboratório, quando comparados com a dos pilares reais. Esta elevação de resistência é atribuída à menor presença de superfícies de fraqueza nas amostras usadas em estudos laboratoriais, tendo em vista que as pequenas dimensões utilizadas não representam integralmente o maciço que lhes deu origem.

Em se tratando de rochas carbonosas, a definição da resistência característica da camada de carvão é de fundamental importância, uma vez que é a própria rocha que irá compor as estruturas de

sustentação (pilares) das escavações de onde o minério é extraído. Nesse tipo de rocha essa tarefa é complexa, uma vez que o efeito escala parece ser ainda mais pronunciado que em outros materiais, devido às características formacionais do carvão, traduzidas pela presença de estruturas geológicas de pequeno até grande portes, como as clivagens (cleats), planos de acamamento, fraturas, falhas e inclusões de materiais diferentes do carvão.

Diferentes técnicas para a estimativa da resistência característica da camada de carvão *in situ* podem ser empregadas. Merecem destaque os seguintes aspectos dentre as técnicas mais conhecidas:

- a técnica de ensaios em laboratório com pequenas amostras está entre as menos custosas do ponto de vista econômico, porém, com limitações devido à baixa representatividade das variações litológicas e das características estruturais do maciço rochoso. Quando o acesso à camada de carvão é possível, utilizar amostras de maior porte que as obtidas através de sondagens é o mais desejável e tende a ajudar sensivelmente no entendimento do comportamento mecânico da rocha para estimar com razoável segurança a resistência *in situ*;
- uma técnica direta é a realização de ensaios *in situ* em grandes amostras, porém, possui como inconvenientes dificuldades de acesso, problemas operacionais e os altos custos de execução dos ensaios;
- outra técnica muito empregada é a observacional, baseando-se na experiência prática da mineração. Essa técnica, no entanto, se vale de situações não desejáveis na mineração, que é a ocorrência de casos de ruptura dos pilares de sustentação das escavações. As maiores dificuldades residem na escassez de casos para a análise, associado ao fato de que nem sempre é possível determinar com segurança e fidelidade as condições em que ocorreu o colapso, o que limita sensivelmente as conclusões obtidas a respeito da resistência do maciço quando da ruptura;
- em se tratando de rochas carbonosas, técnicas empíricas, como o uso de classificações geomecânicas, vem ganhando certa atenção nos últimos anos. Essas técnicas, de um lado possuem como atrativo a incorporação de um número de fatores maior do que a simples determinação da resistência à compressão uniaxial da rocha intacta. Parecem, no entanto, carecer de um número maior de experiências capazes de justificar a sua aplicação, diante das demandas por informações cada vez mais precisas.

Na década de 1960, DENKHAUS (1962), fazendo uma revisão crítica do conhecimento sobre a resistência de pilares de minas de carvão definiu duas escolas de pensamento para abordagem da resistência de pilares de carvão: a baseada em ensaios de grande porte *in situ* e a escola centrada na

realização de ensaios em laboratório. Segundo o autor, ensaios em grande escala eram, sem dúvida, a maneira mais direta de determinar a resistência de um maciço rochoso, porém, a mais custosa.

Independentemente da escola de pensamento escolhida pelos diferentes pesquisadores no mundo ao longo do tempo, tanto o processo de amostragem como a preparação dos espécimens para a realização dos ensaios são fatores que contribuem sensivelmente para o sucesso de qualquer estudo, visando à determinação das propriedades mecânicas de maciços rochosos.

O uso da técnica de ensaios em laboratório, com amostras de porte variável, tem sido feito por inúmeros pesquisadores no mundo inteiro, ao longo de mais de 100 anos de pesquisas realizadas. No que tange ao carvão mineral, estudos vêm sendo realizados desde aproximadamente 1875 (HOLLAND, 1964). Utilizando antracitos e carvões betuminosos dos EUA. DANIELS & MOORE (1907) estão entre os primeiros estudiosos do assunto a observar que a resistência de corpos-de-prova cúbicos diminui à medida que a sua dimensão aumenta, além de alertar para outros fatores intervenientes na resistência, como a geometria do corpo-de-prova, o grau de sanidade da rocha, a presença de descontinuidades, a existência de camadas de estéril no meio do carvão e a direção de aplicação da carga em relação à orientação dos planos de estratificação da rocha. Ainda nos EUA, RICE (1929) e LAVALL & HOLLAND (1937) observaram nos carvões do Illinois, Pennsylvania e da West Virginia o mesmo tipo de comportamento, ou seja, o decréscimo da resistência em função do aumento da dimensão de corpos-de-prova cúbicos. STEART (1954), com base em ensaios de laboratório em pequenas amostras e através de observações em subsolo, e GADDY (1956), estudando, individualmente, várias camadas de carvão americanas, concluíram que o comportamento da resistência é inversamente proporcional ao tamanho da amostra. Sugeriram a seguinte função genérica para explicar esse comportamento:

$$\sigma_c \propto \frac{k}{D^\alpha}$$

onde:  $\sigma_c$  = resistência a compressão uniaxial de um corpo-de-prova cúbico;

$k$  = constante dependente das características físicas de cada camada de carvão;

$D$  = dimensão do corpo-de-prova cúbico ensaiado;

$\alpha$  = coeficiente correspondente ao efeito escala para a camada de carvão estudada.

Segundo esses autores, os resultados obtidos sugerem que  $\alpha = 0,5$  representa razoavelmente o comportamento médio desse fator para as diferentes camadas estudadas.

Sobre carvões Ingleses, EVANS & POMEROY (1958) e EVANS et. al. (1961a, b e c) realizaram uma grande quantidade de ensaios de compressão uniaxial, utilizando corpos-de-prova cúbicos, com o lado da base variando entre 0,3cm e 5,4cm e prismáticos, com os lados da base variando entre 1,3cm e 5cm e a altura entre 1,3cm e 5,4cm. Foram estudados dois carvões com características diferentes: - o da camada Barnsley Hards, relativamente uniforme e - o da camada Deep Duffryn, bastante friável e com planos de fraqueza bem definidos. As principais constatações dizem respeito ao decréscimo da resistência média em função do aumento do tamanho da amostra (efeito escala). No entanto, o aspecto mais importante parece estar associado à grande variabilidade da resistência do carvão em corpos-de-prova de uma mesma dimensão. Esse fato, em especial, levou os autores a concluir que a resistência do carvão não deve ser descrita por um valor absoluto, mas em termos estatísticos. Algumas críticas a essa pesquisa foram anotadas por HUSTRULID (1976) e BARON (1983). Para o primeiro, as dimensões reduzidas de parte dos corpos-de-prova utilizados (da ordem de 0,3cm) tornam a execução do trabalho muito difícil e, por conseqüência, os resultados questionáveis. Para o segundo, essas pequenas dimensões (<<2,5cm) possuem somente sentido do ponto de vista acadêmico, e não prático. Essa crítica se aplica ainda mais aos estudos de MILLARD et. al. (1955) que chegaram a trabalhar com corpos-de-prova de dimensões microscópicas.

BIENIAWSKI (1968b), por seu lado, reporta um extenso estudo realizado na África do Sul, com amostras da camada de carvão Witbank. Esse autor foi um dos primeiros a estudar o efeito escala na resistência à compressão uniaxial no carvão a partir de ensaios em corpos-de-prova cúbicos, com dimensões compreendidas numa larga faixa de tamanhos - entre 2cm até 2m - sendo todos os ensaios realizados com a infra-estrutura montada em subsolo. Para ele, o decréscimo da resistência em função do aumento do tamanho dos corpos-de-prova está associado à maior probabilidade de existirem mais descontinuidades nos corpos-de-prova maiores do que nos de menor dimensão.

No Brasil, os primeiros estudos com carvão utilizando técnicas científicas vêm do início da década de 1980, com destaque para os trabalhos em laboratório e *in situ* desenvolvidos pelo IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, no carvão da camada I<sub>1</sub>F (MIDÉA et. al., 1985), e pela CIENTEC - Fundação de Ciência e Tecnologia do Estado do Rio Grande do Sul (CIENTEC, 1990). Os estudos da CIENTEC, em cerca de 1300 corpos-de-prova, abrangeram as mais importantes camadas de carvão em exploração em subsolo à época ou com potencial futuro. Este trabalho foi pioneiro para a definição da resistência *in situ* das camadas de carvão I<sub>1</sub>F (jazida de Charqueadas, no Rio Grande do Sul) e Barro Branco (Jazida Sul-Catarinense), além de servir como base para a proposição de uma

metodologia de dimensionamento de pilares aplicada às condições dos jazimentos do Sul do Brasil (ZORZI et al., 1991).

Uma vez definida a técnica de ensaios em laboratório como o caminho a ser adotado para a estimativa da resistência *in situ*, a representatividade das amostras em relação a um determinado maciço rochoso é fator preponderante para a aplicação dos resultados no dimensionamento das estruturas subterrâneas. A princípio não existe um tamanho máximo, único, de amostra capaz de representar um determinado maciço, tendo em vista a sua heterogeneidade e a presença variável de estruturas diversas. Geralmente o tamanho ideal (teórico) esbarra na limitada capacidade operacional dos equipamentos disponíveis tanto para a extração como para a realização dos ensaios em laboratório.

Amostras de dimensões maiores tendem a sofrer danos mais facilmente e, associado ao fato de normalmente contemplarem maior número de descontinuidades, apresentam menor resistência que amostras de menor porte (BARTON 1990). Parte da queda da resistência, nesse caso, pode ser relacionada à menor qualidade da amostra de grande porte, devido aos danos impostos durante sua extração. CUNHA (1990 e 1992) sugere que há uma tendência em amostrar os materiais de zonas de pior qualidade ou de zonas que sejam mais facilmente acessíveis. Esses aspectos tendem a condicionar a qualidade da amostra, distanciando-a da representatividade desejável do maciço rochoso.

Uma discussão qualitativa dos aspectos pertinentes à representatividade da amostra para contemplar o efeito escala em laboratório é apresentada por GOMES (1993), cujo modelo esquemático do efeito escala em função do tamanho da amostra é apresentado na Figura 1. Para o autor, o fato de resultarem valores de resistência em pequenas amostras muito baixos (área hachurada na figura) e próximos da condição de ensaios *in situ* ( $V_i$ ), significa que essas amostras já incorporaram aqueles fatores que tendem a reduzir a resistência nas grandes amostras. Como primeiro passo para definir a representatividade da amostra, o autor sugere que os corpos-de-prova ensaiados sejam descritos abordando-se os aspectos mais relevantes (heterogeneidade, morfologia, reologia, composição), bem como sejam analisados criteriosamente aqueles resultados presentes na área hachurada da Figura 1 (menor resistência).

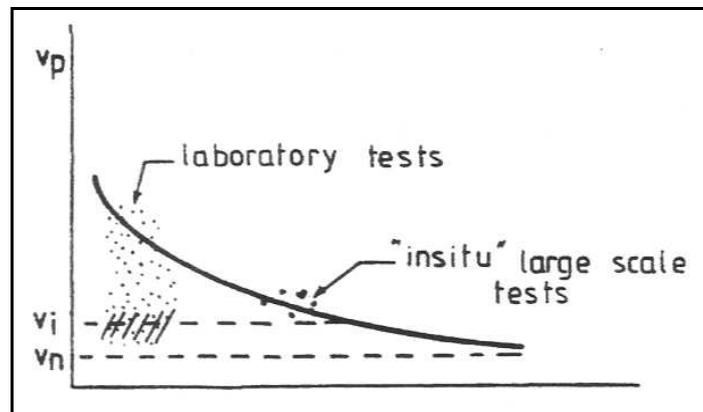


Figura 1 - Variação das propriedades da rocha com o aumento da dimensão da amostra - efeito escala teórico (GOMES, 1993).

Levando em conta as características composicionais e estruturais do carvão, TRUEMAN & MEDHURST (1994) propuseram uma idealização de maciço rochoso para representar a transição entre uma amostra de rocha intacta de carvão (sem descontinuidades) e a condição *in situ*, em função do aumento do tamanho da amostra, como ilustra a Figura 2.

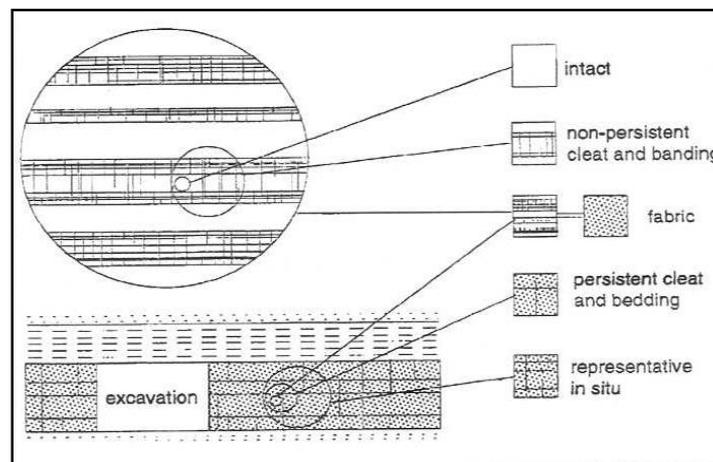


Figura 2 - Diagrama idealizado da transição entre uma amostra intacta e outra representativa da condição *in situ* do carvão (TRUEMAN & MEDHURST, 1994).

Uma vez definidos os locais de amostragem, a dimensão mínima da amostra e a quantidade de amostras necessárias, a técnica de extração passa a ser de fundamental importância, tendo em vista que dela dependerá muito a qualidade dos materiais que serão levadas ao laboratório. Várias experiências têm mostrado as enormes dificuldades para a execução do trabalho de separação das amostras do maciço rochoso.

Independentemente das limitações impostas pela técnica de ensaiar os materiais rochosos em laboratório, os ganhos decorrentes da utilização desse expediente parecem inegáveis, ainda que a técnica de laboratório não seja a única, nem a definitiva maneira de se obter informações sobre as características mecânicas de um maciço rochoso.

Uma outra alternativa para a estimativa da resistência *in situ* da camada de carvão Irapuá é a utilização do sistema de caracterização de maciços rochosos GSI - Geological Strength Index, proposto por HOEK (1994) e HOEK et al. (1995). No início da década de 1980, HOEK & BROWN (1980a, 1980b) propuseram um critério de ruptura empírico para a rocha intacta e maciços rochosos fraturados, baseado em ensaios de laboratório e na experiência observacional do comportamento mecânico de maciços rochosos, especialmente de rochas duras. A envoltória de resistência expressa em termos de tensões principais ( $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ ) possui 3 parâmetros, os quais representam a resistência da rocha intacta,  $\sigma_{ci}$  e as características estruturais da rocha ou do maciço rochoso,  $m$  e  $s$ . Os parâmetros  $m$  e  $s$  são aproximadamente análogos aos parâmetros ângulo de atrito interno,  $\phi$  e coesão,  $c$  do critério de ruptura de Mohr-Coulomb, respectivamente. Trata-se de um dos critérios de ruptura que melhor tem explicado o comportamento dos materiais rochosos a partir da estimativa dos parâmetros  $m$  e  $s$  que representam as características do maciço rochoso. Inicialmente proposto com base na experiência em maciços de rochas duras, o seu emprego em maciços de rochas brandas, especialmente, de rochas carbonosas, ainda é pouco frequente.

Refinamentos foram implementados nesse critério de ruptura ao longo das últimas duas décadas (HOEK, 1983 e 1990; UCAR, 1986; BROWN & HOEK, 1988; LONDE, 1988; HOEK & BROWN, 1988; WOOD 1991; HOEK et al. 1992). Somente em 1994 e nos anos seguintes, as primeiras estimativas para o parâmetro  $m$  de rochas sedimentares orgânicas, ainda que para a rocha intacta, foram apresentadas (HOEK, 1994; HOEK et al., 1995; HOEK & BROWN, 1997). Mais importante, no entanto, foi a apresentação de uma versão mais geral para o critério de ruptura e o índice GSI (HOEK et al., 2002). A proposição desse índice buscou suprir as limitações impostas pelas simplificações assumidas inicialmente e pelos métodos utilizados na estimativa das constantes  $m$  e  $s$  do maciço rochoso, especialmente para maciços muito pobres (elevado grau de fraturamento). O índice GSI expressa a quantificação do grau de compartimentação do maciço e as características dos planos das descontinuidades físicas. Na prática, esse índice desempenha o papel antes realizado pelas classificações geomecânicas tradicionais de Bieniawski e de Barton. Até então, essas classificações eram empregadas para a estimativa dos parâmetros *in situ*  $m$  e  $s$ . O sistema GSI de classificação, associado ao critério de ruptura de Hoek-Brown, possibilita a definição da envoltória de ruptura do

maciço rochoso. Em linhas gerais, essa metodologia permite a transposição da resistência de laboratório para as diferentes condições geológico-estruturais dos maciços rochosos.

No que tange a rochas carbonosas, BIENIAWSKI & BAUER (1982) foram os primeiros autores a considerar o emprego do critério de Hoek-Brown para a estimativa da resistência *in situ* de camadas de carvão. Esses autores calcularam os valores médios de  $m$  (entre 4 e 27 aproximadamente) para carvões de oito regiões dos EUA. Essa grande variabilidade foi discutida por HOEK & BROWN (1982), sendo sugerido que as amostras de carvão ensaiadas não necessariamente seriam de rocha intacta. Esses problemas não são raros, especialmente se considerarmos as dificuldades associadas à recuperação e manutenção da qualidade de amostras de carvão, entre o período de extração e o seu uso para a realização de ensaios em laboratório. Outro fator limitante pode estar associado ao comportamento anisotrópico das rochas sedimentares carbonosas, não previsto pelo critério. Na Austrália, MEDHURST & BROWN (1996) estimaram valores de  $m$  entre 19,4 e 2,6 para o carvão da camada Moura DU, a partir de ensaios em corpos de prova com dimensões variando entre 60mm e 300mm. Enquanto  $m = 19,4$  é representativo da rocha intacta,  $m = 2,6$  foi o valor estimado para o maciço rochoso.

Nos tópicos a seguir são apresentados os resultados dos estudos realizados para a estimativa da resistência *in situ* da camada de carvão Irapuá da mina A-Sangão, localizada na Jazida Sul-Catarinense no Sul do Brasil. São descritos os trabalhos pioneiros realizados pela CIENTEC em 1996 (CIENTEC, 1996) e os estudos realizados por GONZATTI (2007). Esses estudos permitiram a estimativa da resistência *in situ* a partir de duas técnicas distintas, sendo uma com o emprego de ensaios em amostras de diferentes dimensões (observação do efeito escala) e outra a partir da utilização do sistema GSI, baseado em ensaios em pequenas amostras e mapeamento geotécnico do maciço rochoso.

## 2. GEOLOGIA DA ÁREA ESTUDADA

Geograficamente, a Mina A - Sangão está situada dentro da Jazida Carbonífera Sul-Catarinense (Figura 3), que é parte integrante da Borda Leste da Bacia do Paraná. Esta bacia, que no Brasil se estende por vários outros estados, possui idade Devoniana para os seus depósitos sedimentares mais antigos e tem características de evolução de uma bacia intracratônica.

Dentro da seqüência estratigráfica, as litologias carbonosas estão vinculadas às unidades denominadas Grupo Itararé (mais basal) e Guatá, com idades entre o Carbonífero Superior e Permiano Superior. Mas é na unidade Guatá que se encontram as camadas de carvão mais espessas, de melhor qualidade e em exploração.

Das sete camadas de carvão individualizadas no estado de Santa Catarina, três tem importância econômica mais expressiva: as camadas Barro Branco, Irapuá e Bonito (Figura 4).

O condicionamento estrutural encontrado em toda a bacia do Paraná é representado por falhas normais, com planos subverticais. Estas falhas tem distribuição irregular e são responsáveis pela compartimentação das jazidas em blocos. Raramente ocorrem falhas de empurrão, com pequeno rejeito. É freqüente a presença de "slickensides" causados por compactação diferencial dos sedimentos. Sistemas de fraturas podem acompanhar as falhas, formando sistemas conjugados, sendo preenchidas ou não por diques de diabásio. As dobras verificadas em algumas camadas de carvão estão associadas a falhas "drag folds". Raramente, porém, são encontradas dobras causadas por campos de tensões compressivos.

Estratigraficamente, a camada Irapuá se encontra abaixo da camada Barro Branco. A espessura da cobertura, tomando como referência o teto da camada Barro Branco, varia entre 95m e 145m, aumentando para coberturas de maior espessura à medida que a camada se aproxima dos derrames da formação Serra Geral. O intervalo de estéril intercamadas varia entre 12 e 16m, com espessura média de 13m.

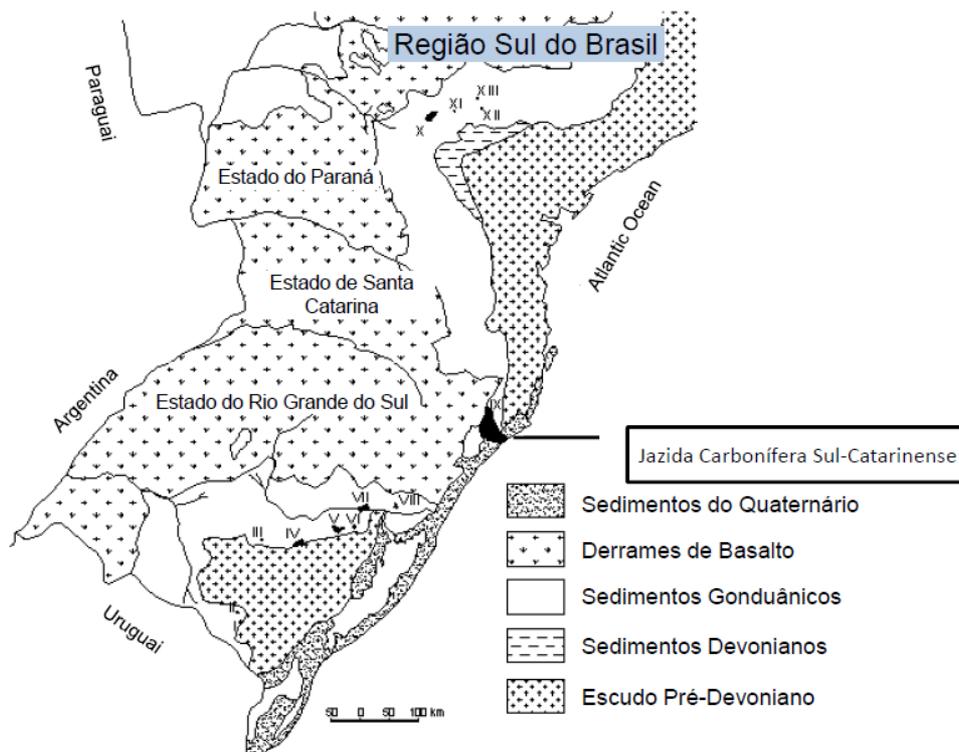


Figura 3 - Mapa geológico do Sul do Brasil. Números I a XIII indicam jazidas carboníferas no Brasil (Adaptado de CIENTEC, 1990).

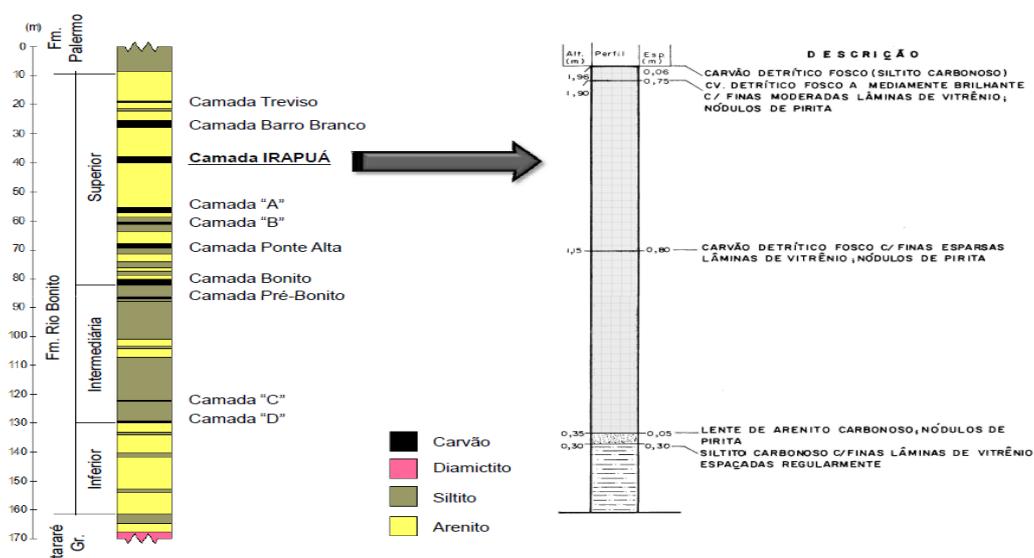


Figura 4 - Perfil estratigráfico típico da formação Rio Bonito. No detalhe, a direita, perfil típico da camada de carvão Irapuá na Mina A-Sangão (adaptado de COSTA, 2000 e CIENTEC, 1996).

A camada Irapuá é de ocorrência restrita e apresenta em planta uma forma de cordão, composto por segmentos isolados, sem uma continuidade aparente. Em perfil, mostra um formato de calha de fundo achatado, onde a camada se adelgaça para um dos flancos. Em alguns locais, da mina esta forma fica bem marcada pelas mudanças no mergulho dos planos de piso ou teto da camada de carvão, chegando a 10° de mergulho, com variações de espessura de mais de 1m. Seus contatos com os arenitos do piso e do teto são bruscos, formando planos de partição bem definidos. Esta forma de calha está associada à possível deposição da turfa em paleocanais. A área de lavra onde se desenvolveu o presente estudo, está localizada num destes segmentos de paleocanal. A espessura média no trecho lavrado é de 1,77m, podendo chegar em alguns pontos localizados a 2,60m. No detalhe da Figura 4 pode ser visto um perfil típico da camada de carvão na área de estudo.

A descrição litológica do pacote mais próximo da camada de carvão indica que o piso da camada Irapuá é constituído por arenito médio à grosso, com matéria carbonosa associada, mantendo-se uniforme em toda a extensão do jazimento. O intervalo intercamadas (teto da camada Irapuá e piso da camada Barro Branco) é também formado na maior parte por arenitos de granulação fina à grossa e composição quartzosa. Estes arenitos apresentam, por vezes, uma laminação ondulada à lenticular, dada pela presença de material siltico argiloso intercalado e que, quando localizado junto ao teto da camada de carvão, favorece sua instabilidade.

## 3. AMOSTRAGEM, PREPARAÇÃO E ENSAIOS DOS CORPOS-DE-PROVA

As amostras para ensaio foram coletadas durante a execução da lavra da camada Irapuá. Com o auxílio de uma cortadeira universal, blocos com até  $0,4\text{m}^3$  de volume (blocos de aproximadamente  $0,7\text{m} \times 0,7\text{m} \times 0,7\text{m}$ ) foram separados do maciço através de cortes verticais e horizontais sucessivos, procurando-se abranger todo o perfil da camada de carvão. A Figura 5 mostra os contornos da camada Irapuá minerada à época da realização do estudo, na Mina A-Sangão. Imediatamente após sua extração, as amostras foram cobertas por uma fina camada de parafina, para proteção da rocha contra a variação de umidade e ação dos agentes intempéricos. Os blocos foram transportados sobre colchões de serragem para minimizar os danos devido ao choque durante o percurso entre a mina e o laboratório.

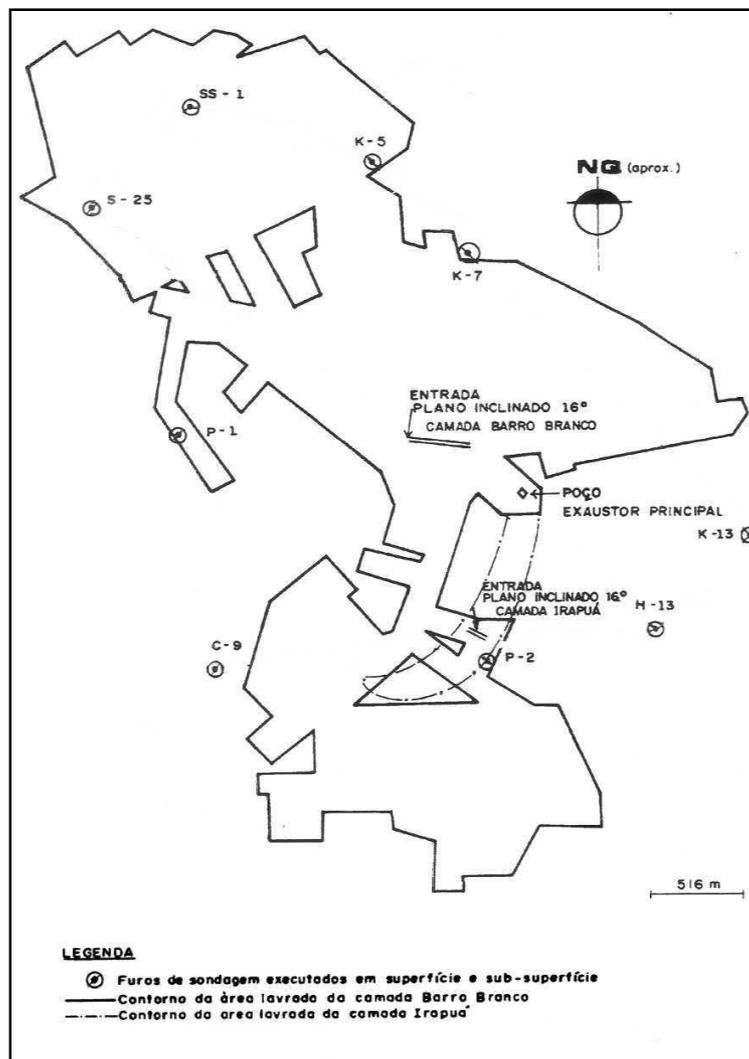


Figura 5 - Contornos das áreas de lavra na Mina A-Sangão, nas camadas de carvão Barro Branco (superior) e Irapuá (inferior) (CIENTEC, 1996).

## 3.1 PREPARAÇÃO DOS CORPOS-DE-PROVA CÚBICOS

A preparação dos espécimens cúbicos com os diferentes tamanhos foi feita com o uso de serras diamantadas de grande porte, como mostra a Foto 1, sendo utilizadas serras menores para o corte final e acabamento dos corpos-de-prova. No total foram preparados 56 corpos-de-prova com a forma cúbica, com a dimensão do lado (L) variando entre 4,6cm a 31,4cm, nas quantidades conforme pode ser visto no Quadro 1. Na Foto 2 são apresentados corpos-de-prova nas diferentes faixas de tamanho, antes da ruptura.

## 3.2 EXECUÇÃO DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO UNIAXIAL

Com o intuito de prover informações adicionais para ajudar na definição do efeito escala na resistência do carvão, os corpos-de-prova foram previamente submetidos a uma minuciosa descrição das suas características estruturais, através do mapeamento das discontinuidades e inclusões de natureza não carbonosa, visíveis nas suas faces. Adicionalmente foram determinadas a massa específica aparente e a velocidade de propagação de ondas ultrassônicas na direção perpendicular aos planos de estratificação do carvão, utilizando métodos específicos para cada ensaio preconizados pela ISRM. As determinações da velocidade ultrassônica foram feitas utilizando um equipamento Mk.V PUNDIT, com transdutores de 1MHz, 200kHz e 54kHz.

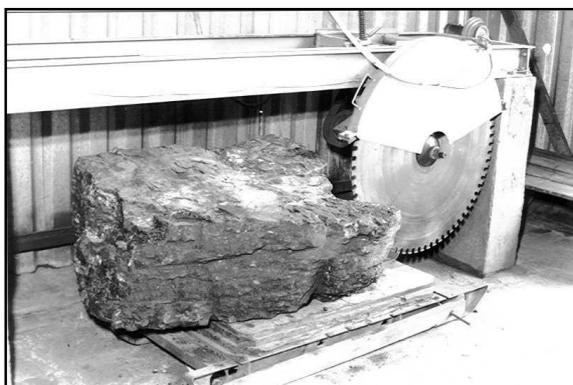


Foto 1 - Serra com disco de corte de 1,0m de diâmetro, utilizada para a redução do tamanho das amostras de carvão em laboratório (CIENTEC, 1996).

Quadro 1 - Dimensões e quantidades de corpos-de-prova cúbicos preparados para ensaio.

Faixa de Tamanho dos Corpos-de-Prova (cm)	Quantidade Preparada em Cada Faixa de Tamanho	Tamanho Médio do Lado do Cubo (cm)	Desvio Padrão do Lado (cm)
4,6 - 7,3	17	5,5	0,8
8,1 - 10,5	16	10,0	0,6
14,7 - 15,6	13	15,1	0,3
19,6 - 20,6	6	20,1	0,4
24,6 - 25,6	2	25,1	0,7
31,1 - 31,4	2	31,3	0,2

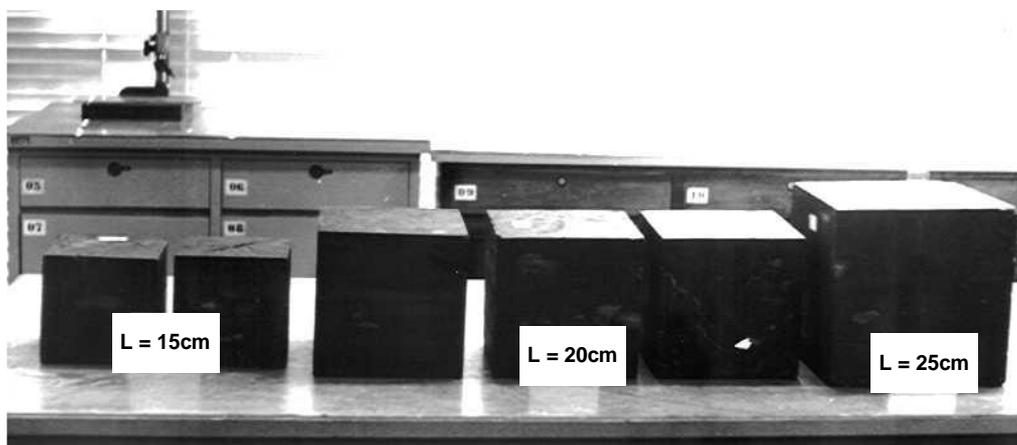


Foto 2 - Corpos-de-prova cúbicos nas faixas de tamanho maiores utilizados para o estudo do efeito escala na resistência do carvão da camada Irapuá (CIENTEC, 1996).

A ruptura dos corpos-de-prova foi realizada utilizando-se uma prensa com capacidade de carga de 100kN, para os corpos-de-prova de menor dimensão, e um pórtico de reação equipado com um conjunto macaco/bomba hidráulicos, com capacidade de carga de 2MN para os corpos-de-prova maiores, como visto na Foto 3.

A resistência à compressão uniaxial foi determinada aplicando-se a carga no corpo-de-prova na direção perpendicular aos planos de estratificação da camada de carvão, seguindo as recomendações da ISRM para essa modalidade de ensaio. Normalmente, a velocidade de carregamento utilizada resultou numa taxa de tensão da ordem de 0,7MPa/s.

Medições de deformabilidade foram realizadas em 4 corpos-de-prova cúbicos e em 3 cilíndricos, estes últimos extraídos das mesmas amostras utilizadas para a preparação dos cubos. Um sistema de medição de deformações constituído de células strain gages de 120Ohms (faixa de medição igual a 20mm) e um conjunto caixa balanceadora/strainmeter KYOWA foi utilizado em todos os ensaios para medir as deformações axiais (na direção perpendicular aos planos de estratificação) e transversais (na direção paralela). Leituras das deformações foram feitas em intervalos de carga de 2kN. Nos dois cubos com 31cm de lado, um sistema adicional utilizando um relógio comparador com sensibilidade de 0,001mm foi empregado para a determinação das deformações axiais. Nesses ensaios, dois pinos separados entre si de 180mm a 187mm, dependendo do corpo-de-prova, foram solidarizados ao carvão ao longo de uma linha vertical (na mesma direção do carregamento) no meio de uma das faces laterais. As deformações foram determinadas em intervalos de carga de aproximadamente 44kN.



Foto 3 - Pórtico de reação utilizado para a ruptura dos corpos-de-prova de maior porte - Detalhe de espécie em cúbico com lado igual a 31,1cm, instrumentado para a medição de deformações (CIENTEC, 1996).

#### 4. RESULTADOS OBTIDOS

A síntese dos resultados relativos aos índices físicos (massa específica aparente, MEA e velocidade ultrassônica,  $V_p$  pode ser vista nos Quadros 2 e 3. Já os resultados de resistência à compressão uniaxial,

$\sigma_c$  são apresentados no Quadro 4. No Quadro 5 podem ser vistos valores médios de módulo de Young, E determinados a partir de 7 ensaios, 3 dos quais sobre corpos-de-prova cilíndricos e 4 sobre cubos com dimensões entre 20 e 31cm. Os valores apresentados correspondem ao módulo secante na tensão equivalente à 80% da tensão de ruptura.

As Figuras 6, 7 e 8 mostram graficamente através de diagramas de caixas a variabilidade tanto dos índices físicos como da resistência, individualizados por faixa de tamanho de corpo-de-prova, em termos de mediana e quartis. O significado desse tipo de representação pode ser visto na Figura 9.

A Figura 10 mostra curvas típicas registradas nos ensaios em cilindros e em cubos, com diferentes dimensões, e utilizando diferentes sistemas de medição das deformações. Na Figura 11, por sua vez, é possível observar um leve efeito escala nas determinações do módulo.

Quadro 2 - Síntese dos resultados da massa específica aparente por faixa de tamanho dos corpos-de-prova cúbicos.

Tamanho Médio do Lado do Cubo (cm)	Quantidade de Corpos-de-Prova	Massa Específica Aparente, MEA (g/cm <sup>3</sup> )		Coeficiente de Variação <sup>#</sup> (%)
		Média	Desvio Padrão	
5,5	17	1,62	0,14	8
10,0	16	1,57	0,11	7
15,1	13	1,60	0,05	3
20,1	6	1,67	0,08	5
25,1	2	1,67	0,01	-
31,3	2	1,67	0,03	-

# Média/Desvio Padrão.

Quadro 3 - Síntese dos resultados da velocidade de propagação da onda ultrassônica por faixa de tamanho dos corpos-de-prova cúbicos.

Tamanho Médio do Lado do Cubo (cm)	Quantidade de Corpos-de-Prova	Velocidade de Propagação da Onda Ultrassônica Longitudinal, $V_P$ (km/s)		Coeficiente de Variação (%)
		Média	Desvio Padrão	
5,5	15	2,34	0,34	15
10,0	16	1,89	0,26	14
15,1	13	1,88	0,30	16
20,1	6	1,80	0,21	12
25,1	2	1,54	0,18	-
31,3	2	1,58	0,01	-

Quadro 4 - Síntese dos resultados de resistência à compressão uniaxial por faixa de tamanho dos corpos-de-prova cúbicos.

Tamanho Médio do Lado do Cubo (cm)	Quantidade de Corpos-de-Prova	Resistência à Compressão Uniaxial, $\sigma_c$ (MPa)		Coeficiente de Variação (%)
		Média	Desvio Padrão	
5,5	17	20,73	5,16	25
10,0	16	16,52	4,49	27
15,1	13	14,00	3,39	24
20,1	6	12,68	2,70	21
25,1	2	10,59	2,57	-
31,3	2	9,46	0,06	-

Quadro 5 - Resultados médios de deformabilidade obtidos em corpos-de-prova cilíndricos e cúbicos de carvão da camada Irapuá.

Dimensão do Corpo-de-Prova (geometria) (cm)	Quantidade de Corpos-de-Prova	Módulo de Young, E <sup>#</sup> (GPa)	Observações
5,4 (cilíndrico)	3	6,17	Medição das deformações com o uso de strain gages de 20mm de comprimento.
22 (cúbico)	2	4,92	Medição das deformações com o uso de strain gages de 20mm de comprimento.
31 (cúbico)	2	4,63	Medição das deformações com o uso de strain gages de 20mm de comprimento e com relógio comparador.

# Módulo secante determinado no nível 80% da tensão ruptura.

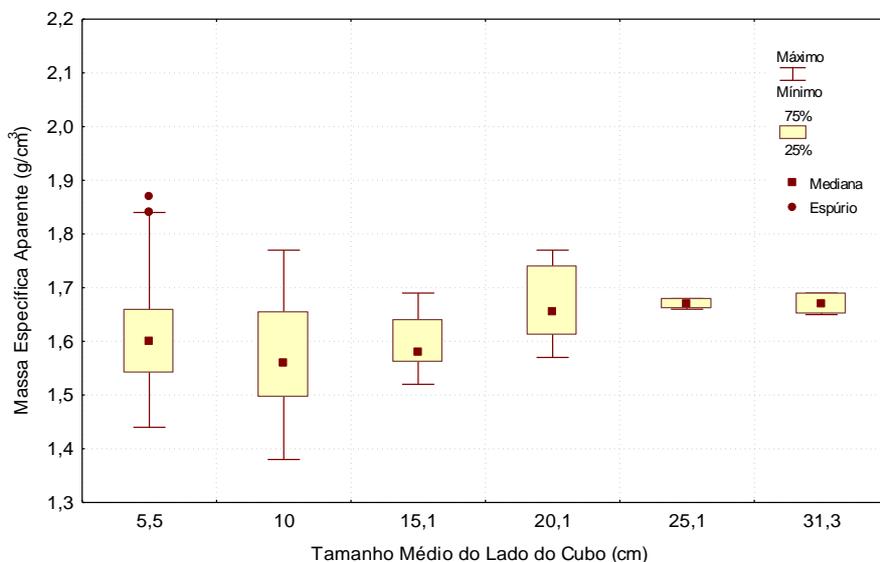


Figura 6 - Efeito do tamanho do corpo-de-prova na massa específica aparente.

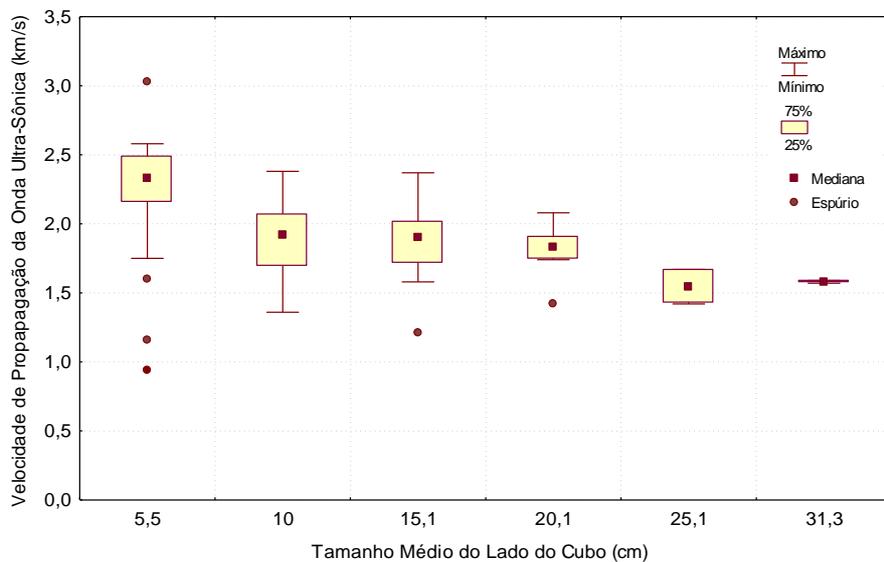


Figura 7 - Efeito do tamanho do corpo-de-prova na velocidade de propagação da onda ultrassônica longitudinal perpendicular aos planos de estratificação.

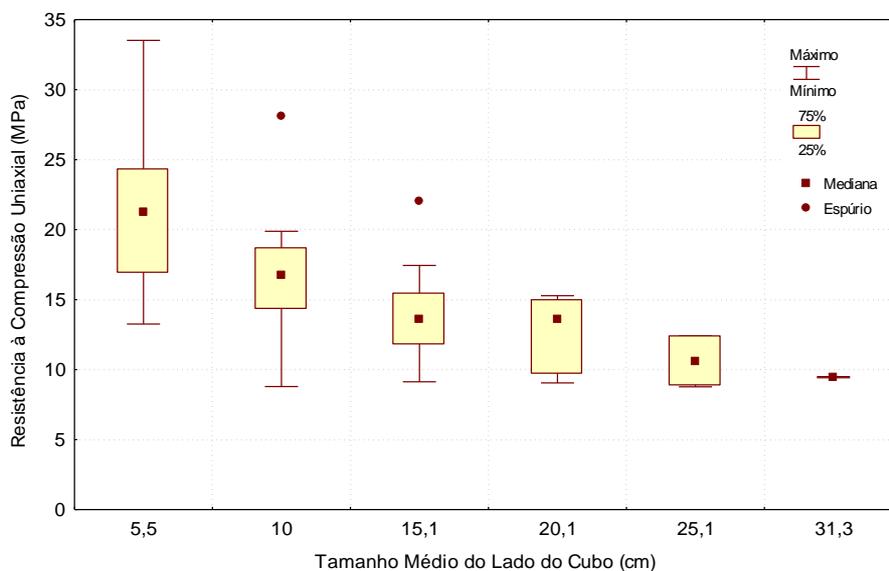


Figura 8 - Efeito do tamanho do corpo-de-prova na resistência à compressão uniaxial.

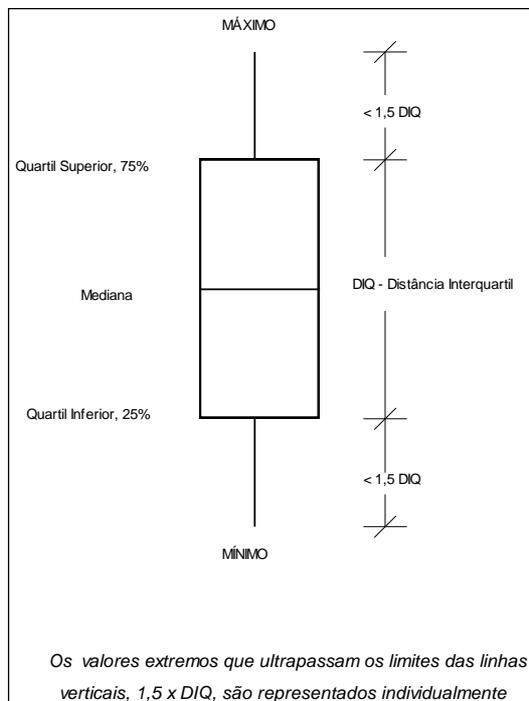


Figura 9 - Ilustração da representação estatística através de diagramas de caixa.

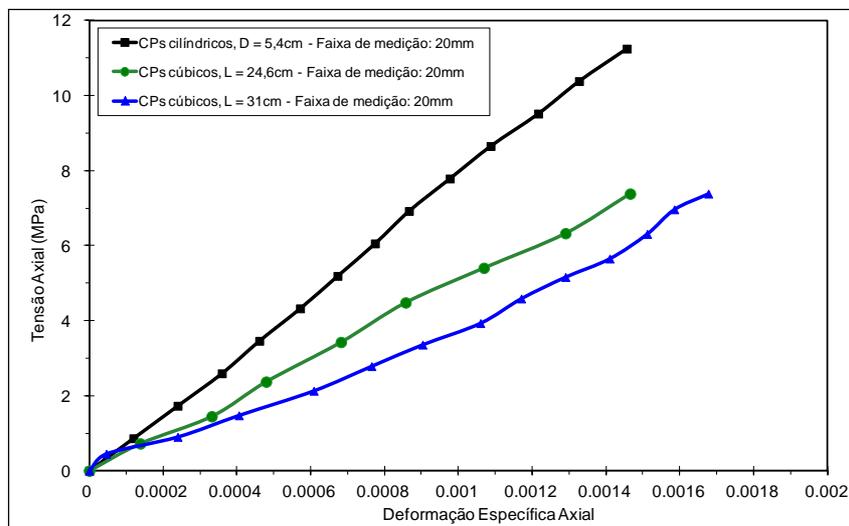


Figura 10 - Curvas "tensão x deformação" típicas determinadas em corpos-de-prova de diferentes dimensões no carvão da camada Irapuá.

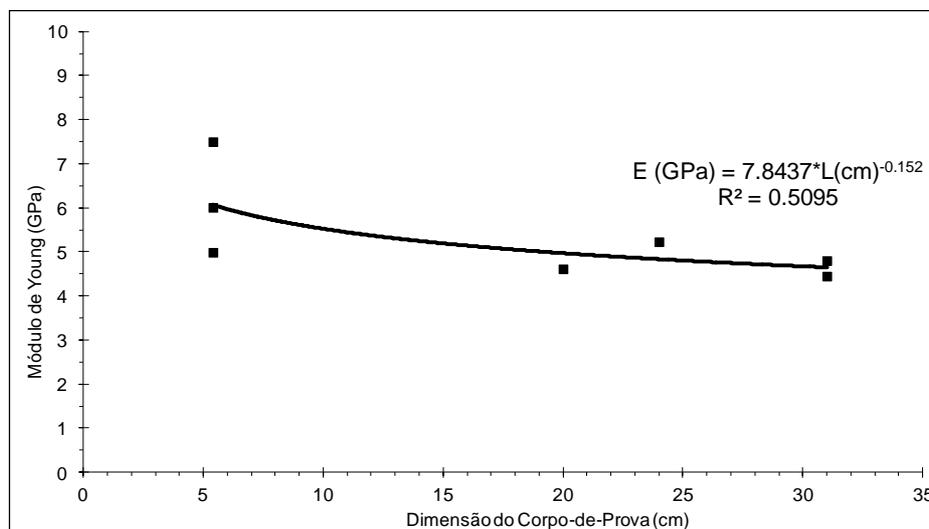


Figura 11 - Efeito do tamanho do corpo-de-prova no módulo de Young secante 80%.

## 5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

### 5.1 VARIABILIDADE

Quanto à variabilidade, a observação dos coeficientes de variação, que melhor sintetizam a variabilidade, constantes nos Quadros 2, 3 e 4, mostra que:

- quanto a composição o material ensaiado é relativamente homogêneo, uma vez que o coeficiente de variação da massa específica aparente se situa entre 3 a 8%;
- já a variabilidade da relação entre a resistência à compressão uniaxial e a velocidade ultrassônica independe do tamanho dos corpos-de-prova. A variabilidade do parâmetro resistência, entre 21% a 27%, é mais elevada que aquela da velocidade ultrassônica (de 12% a 16%).

### 5.2 CORRELAÇÕES E ANÁLISES DE REGRESSÃO

O Quadro 6 apresenta-se a correlação linear existente entre as variáveis: resistência à compressão uniaxial ( $\sigma_c$ ), velocidade de propagação da onda ultrassônica longitudinal ( $V_P$ ), massa específica aparente (MEA) e dimensão do lado (L) dos corpos-de-prova cúbicos ensaiados. Observa-se que são significativas as correlações entre as variáveis  $\sigma_c \times L$ ,  $\sigma_c \times V_P$  e  $V_P \times L$ .

Quadro 6 - Matriz de correlação das variáveis estudadas, apresentando o coeficiente de correlação, (quantidade de ensaios) e nível de significância.

	$\sigma_c$ (MPa)	L (cm)	$V_p$ (km/s)
L (cm)	-0,60	-	-
	(56)	-	-
	0,00	-	-
$V_p$ (km/s)	0,47	- 0,57	-
	(54)	(54)	-
	0,00	0,00	-
MEA (g/cm <sup>3</sup> )	-0,62	0,16	0,00
	(56)	(56)	(54)
	0,65	0,25	0,00

O estudo de regressão simples entre as duplas de variáveis que apresentaram correlação significativa resultou nas seguintes equações:

$$\sigma_c (MPa) = 37,86 * L(cm)^{-0,38} \quad (1)$$

$$V_p (km/s) = 2,984 - 0,423 * \ln L(cm) \quad (2)$$

$$\sigma_c (MPa) = 8,87 * V_p (km/s)^{0,834} \quad (3)$$

Nas Figuras 12, 13, 14 e 15 estão plotados os valores observados nos ensaios, as curvas dos modelos de regressão e o intervalo de confiança da média e de um valor individual para o limite de confiança de 95%. Sob a representação gráfica dos modelos estão apresentados os principais parâmetros envolvidos na análise estatística da adequação de um modelo de regressão.

Ainda que os coeficientes de determinação,  $r^2$ , mostrem que a variabilidade explicada pelos modelos seja inferior a 50%, em todos os casos, o teste F, para análise de variância, e os testes t, para verificação do coeficiente de correlação e da hipótese de nulidade dos coeficientes ao nível de significância de 0,05%, indicam que os modelos são úteis para explicar os dados.

Observa-se nas Figuras 12 e 13 que à medida que aumenta o tamanho do corpo-de-prova ensaiado diminuem a resistência à compressão e a velocidade ultrassônica. O efeito escala que se manifesta devido a imperfeições na estrutura do corpo-de-prova repercute tanto na resistência à compressão como na velocidade ultrassônica, como era de se esperar.

Este efeito mútuo aparece com maior intensidade quando se multiplicam os valores observados de resistência e velocidade entre si e se faz uma regressão em função da dimensão do cubo. Na Figura 14 está representada a curva de regressão e as análises estatísticas. Há um incremento no coeficiente de correlação passando de 0,64 para 0,72. O modelo passa a explicar 51% da variabilidade total.

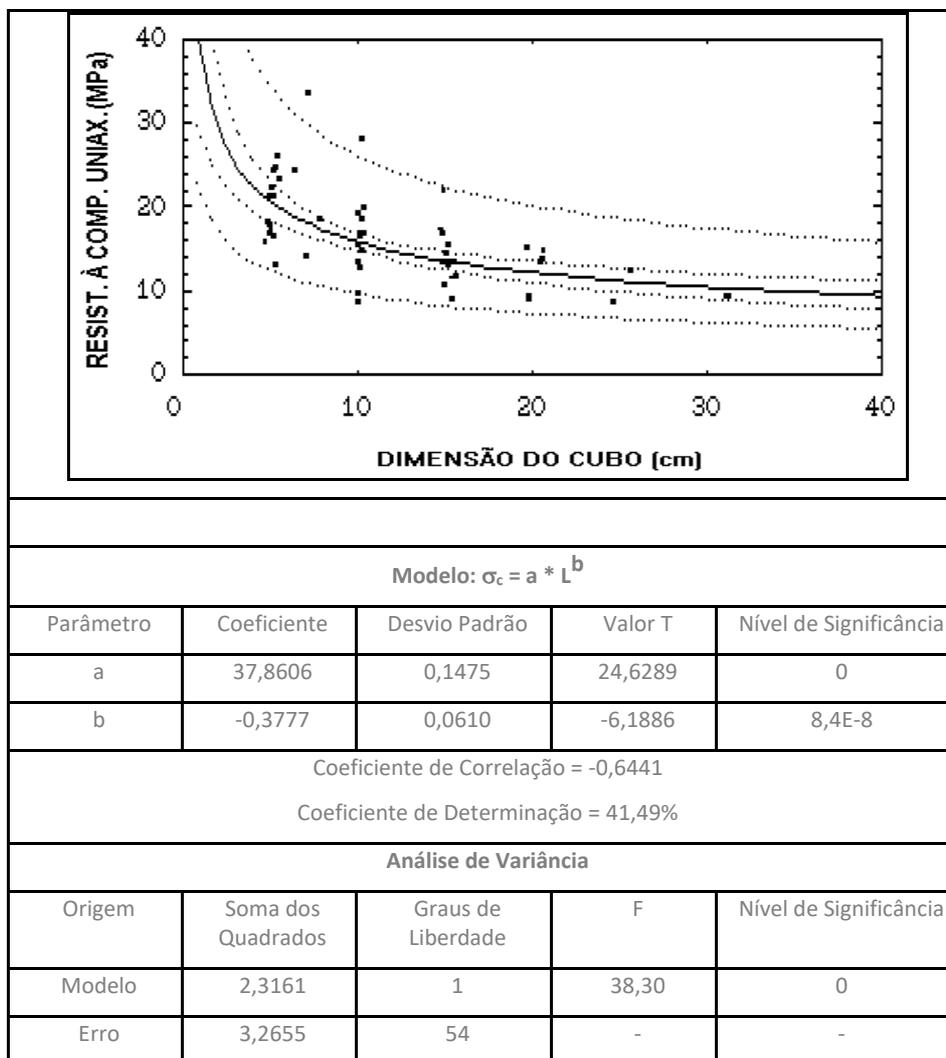


Figura 12 - Efeito escala da resistência à compressão uniaxial.

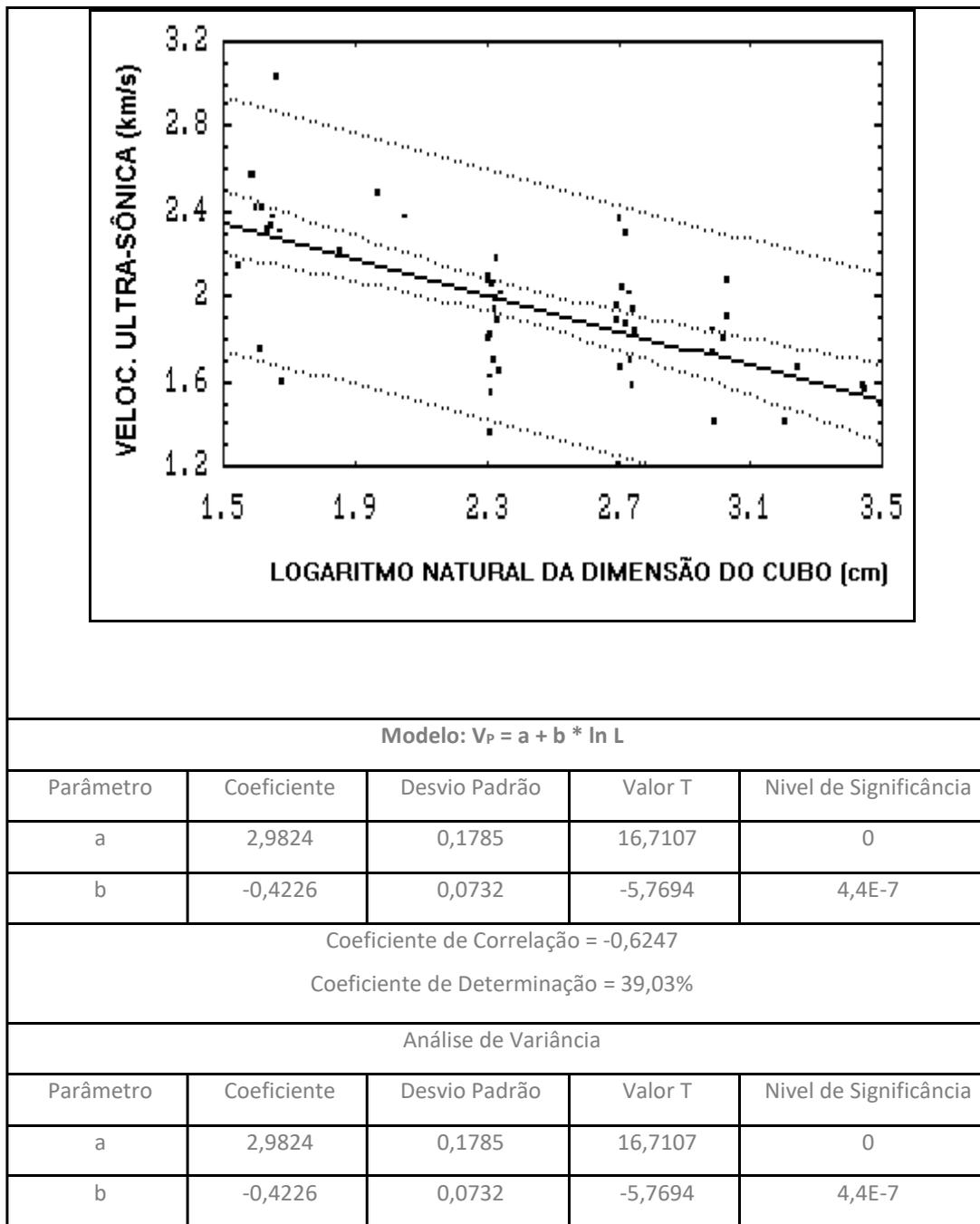


Figura 13 - Efeito escala da velocidade de propagação da onda ultrassônica.

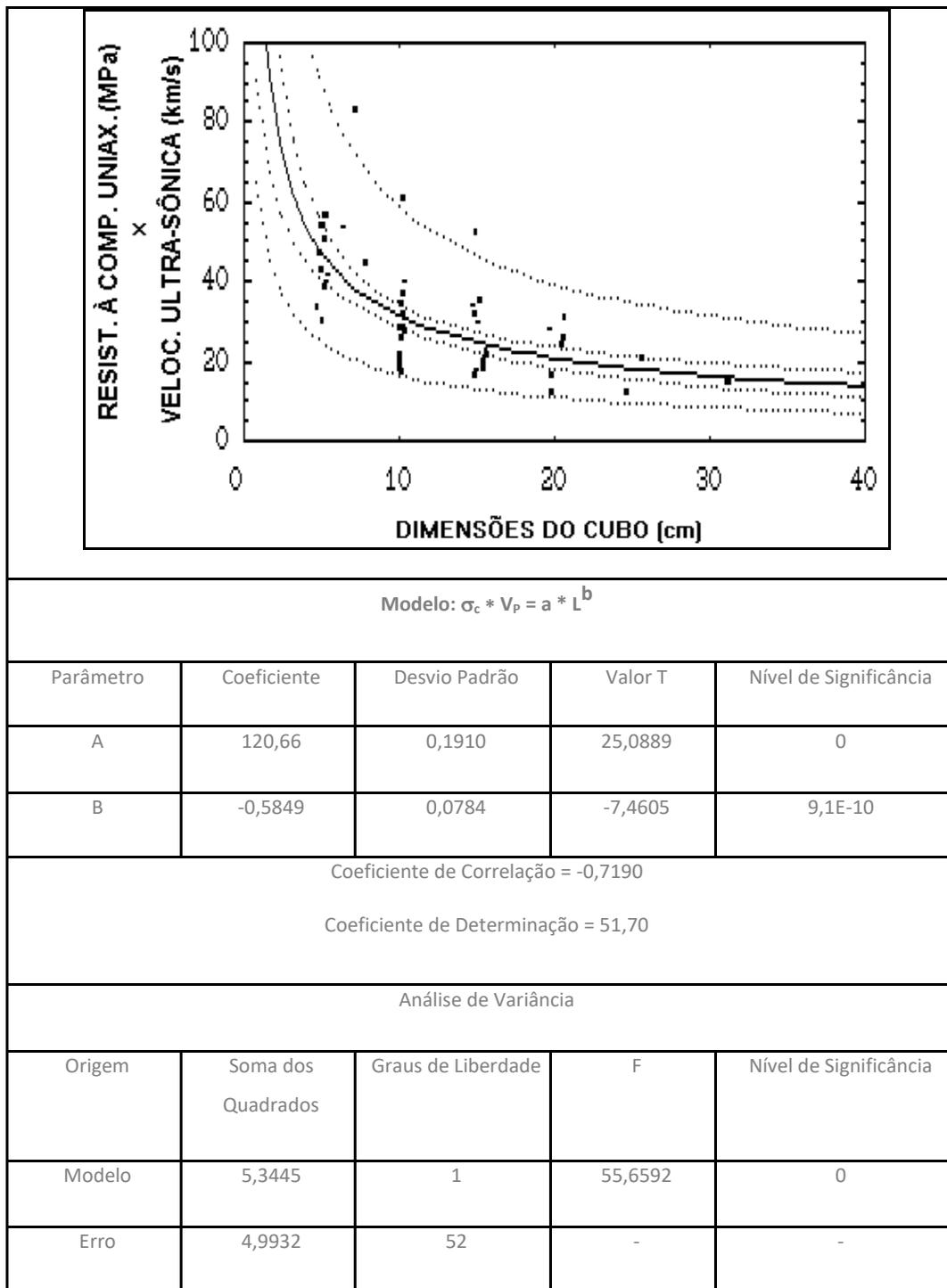


Figura 14 - Efeito escala da resistência à compressão uniaxial multiplicada pela velocidade de propagação da onda ultrassônica.

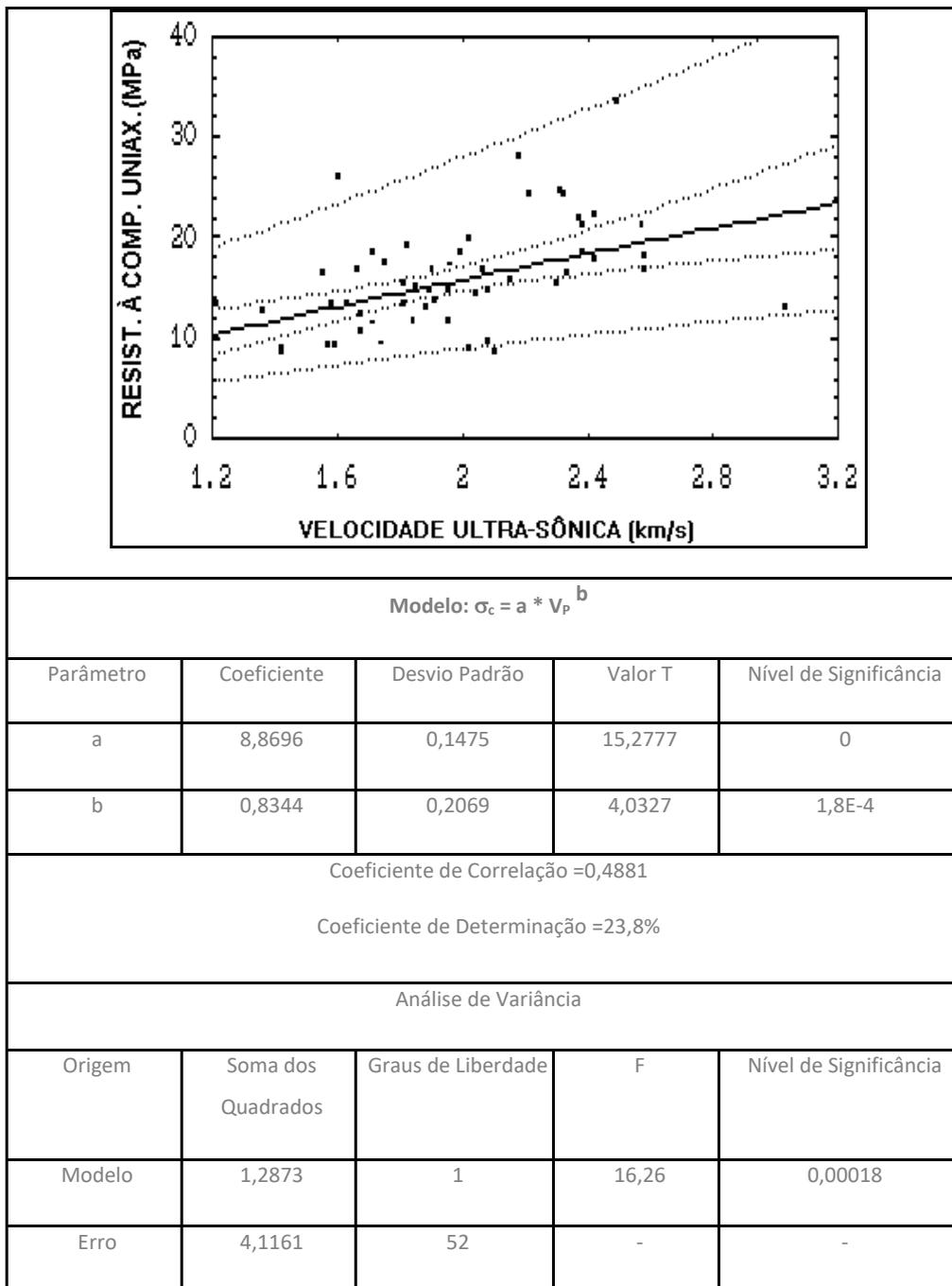


Figura 15 - Regressão entre resistência à compressão uniaxial e velocidade de propagação da ultrassônica.

## 5.2.1 PROPOSIÇÃO DO MODELO

Conforme discutido inicialmente, o efeito escala na resistência de corpos-de-prova de carvão tem sido estudado desde o final do século 19 por um grande número de pesquisadores, em diferentes países do mundo, cada qual investigando carvões cujas características nem sempre são semelhantes entre si.

Esses vários autores, em última análise, buscaram através da realização de ensaios em laboratório com corpos-de-prova cúbicos de diferentes dimensões, definir com maior clareza a lei que explicava o

comportamento da resistência do carvão em função do aumento da dimensão da amostra, ou seja, o efeito escala nas diferentes camadas de carvão. O Quadro 7 apresenta uma síntese dos resultados obtidos em uma grande quantidade de pesquisas realizadas por diferentes autores sobre os materiais carbonosos, os quais obedecem à lei proposta por STEART (1954) e GADDY (1956).

Quadro 7 - Valores do expoente " $\alpha$ " na função do efeito escala obtidos para diferentes camadas de carvão no mundo.

Denominação da Camada de Carvão Estudada	Valor de " $\alpha$ " na Função $\sigma_c \propto \frac{k}{D^\alpha}$	Referencia
Llanderbie (Inglaterra)	0,44	MILLARD et. al. (1955).
Betteshanger (Inglaterra)	0,47	
Langwith (Inglaterra)	0,53	
Pittsburgh (USA)	0,53	GADDY (1956).
Clintwood (USA)	0,46	
Pocahontas Nº 4 (USA)	0,42	
Harlan (USA)	0,55	
Marker (USA)	0,49	
Pocahontas Nº 3 (USA)	0,21	SKELLY et. al. (1977).
Deep Duffryn (Inglaterra)	0,32	EVANS & POMEROY (1958), EVANS et. al. (1961a).
Barnsley Hards (Inglaterra)	0,17	
Witbank (África do Sul)	0,39	BIENIAWSKI & VAN HEERDEN (1975).
#	0,50	FAIRHURST (1973).
##	0,50	HUSTRULID (1976).

# Resistência teórica baseada no conceito do balanço de energia, derivada para a ruptura à tração.

## Baseado nos resultados obtidos por Bieniawski na África do Sul.

De outra parte, o comportamento preconizado por esses autores e tantos outros ao longo do tempo, não ocorre indefinidamente, ou seja, existe um tamanho de amostra a partir do qual a resistência se torna constante ou varia muito pouco. Esse limite, denominado de "tamanho crítico", corresponde à dimensão a partir da qual, para efeitos práticos, a resistência do carvão permanece constante. A determinação dessa dimensão foi um dos grandes avanços para efeitos de projeto. Várias sugestões foram propostas por diferentes pesquisadores, conforme podem ser visto no Quadro 8.

Na camada Irapuá, o estudo de regressão, com os dados experimentais, apresentou os valores de  $k=37,9$  e  $\alpha=0,38$ , conforme apresentados na equação (1) para a análise estatística apresentada na Figura 12. Fixando-se o valor de  $\alpha$  em 0,5 obtém-se  $k=50,27$ . As duas curvas, juntamente com os

resultados dos ensaios em laboratório, são apresentadas na Figura 16. As linhas verticais pontilhadas, traçadas a partir do eixo das abscissas, sinalizam dois dos tamanhos críticos mais recomendados. Passando da primeira dimensão (90cm) para a segunda (150cm), registra-se uma redução da resistência de 23%, no caso de  $\alpha=0,5$ , e, de 17%, no caso  $\alpha=0,38$ .

Nos estudos realizados pela CIENTEC para estabelecer o Método de Dimensionamento de Pilares (CIENTEC, 1990) foram realizados ensaios em quatro camadas de carvão: Barro Branco, I, Chico Lomã e I<sub>1</sub>F. A investigação do efeito escala produziu valores de  $\alpha$  variando de 0,06, praticamente inexistente, até 0,23. Optou-se pela utilização do  $\alpha=0,5$  por produzir resultados mais conservadores. Exceção foi a camada Barro Branco cujo modelo recomendado é:

$$\sigma_{cm} = 0,712 + 1601 * e^{-0,023 * L_{crit}} \quad (5)$$

onde:  $\sigma_{cm}$  = resistência à compressão uniaxial *in situ* de um pilar cúbico de lado L;

$L_{crit}$  = dimensão crítica do lado do pilar cúbico.

A Figura 17 mostra as curvas adotadas para as camadas Barro Branco (SC) e I<sub>1</sub>F (RS), os resultados de ensaios *in situ* executados em grandes blocos nessas camadas e a curva referente à camada Irapuá, adotando-se  $\alpha=0,5$ .

Quadro 8 - Valores sugeridos para o tamanho crítico para a estimativa da resistência *in situ* de camadas de carvão.

Tamanho Crítico para a Estimativa da Resistência <i>In Situ</i> do Carvão (m)	Base de Informações para a Proposição	Referência
1,6	Ensaio em laboratório e <i>in situ</i> em corpos-de-prova com o lado variando entre 5,4cm e 163cm.	GADDY (1956).
1,5 a 1,8	Ensaio em laboratório com corpos-de-prova cilíndricos com diâmetro entre 2,5cm e 30,5cm e ensaios <i>in situ</i> em pilares na escala real com 18,9m de lado.	SKELLY et. al. (1977).
1,6	Análise de dados da literatura.	BARON (1983), BARON & YANG (1992).
1,5	Ensaio em laboratório e <i>in situ</i> em corpos-de-prova com o lado variando entre 2,5cm e 200m.	BIENIAWSKI (1968a, 1968b, 1968c, 1969, 1981), BIENIAWSKI & VAN HEERDEN (1975).
0,9 a 1,0	Análise de dados da literatura.	BIENIAWSKI (1982, 1983, 1984).
0,9	Análise de dados da literatura.	HUSTRULID (1976).

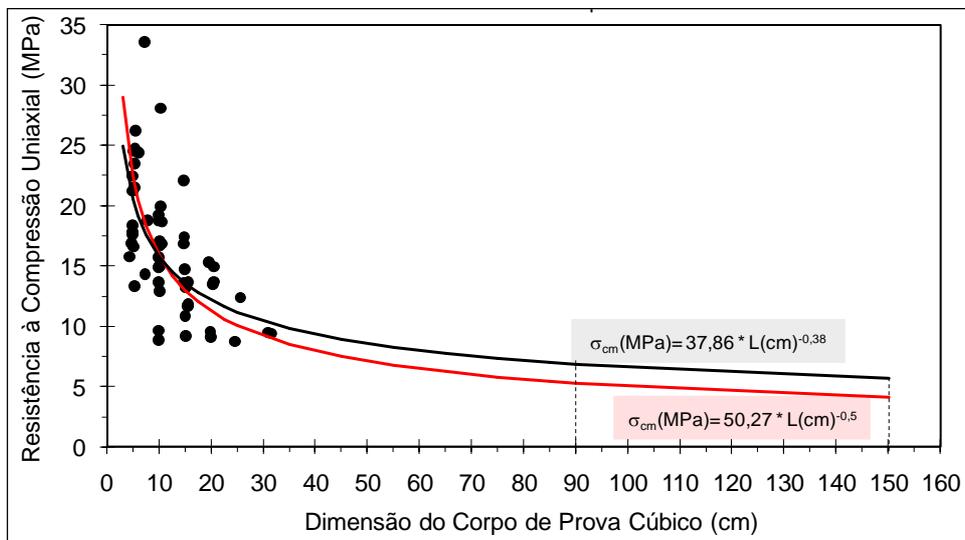


Figura 16 - Variação do efeito escala considerando diferentes modelos.

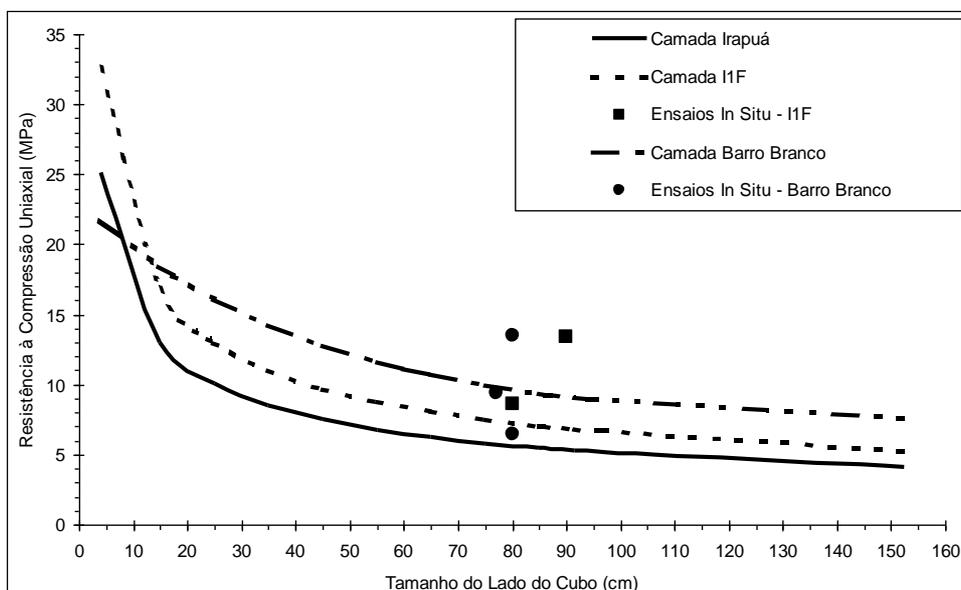


Figura 17 - Comparação do efeito escala da camada Irapuá com outras camadas de carvão brasileiras.

O método de WILSON (1983) adota, como resistência *in situ* da rocha, o valor da resistência determinada em laboratório dividido por um fator de redução que varia em função do tipo litológico e do grau de fraturamento presente no maciço. No caso do carvão ele recomenda um fator de redução de 5.

As diferentes estimativas para o valor da resistência *in situ* do carvão da camada Irapuá estão sintetizados no Quadro 9. Para a camada de carvão Irapuá, objeto de estudo em análise, sugere-se

adotar a equação b) do Quadro 9, com um tamanho crítico de 90cm, resultando um valor de 5,30MPa para a resistência *in situ*.

Quadro 9 - Resistência à compressão *in situ* estimada para a camada de carvão Irapuá considerando diferentes modelos e tamanhos críticos.

Método	Resistência à Compressão Uniaxial no Tamanho Crítico	
	L <sub>crit</sub> = 90cm	L <sub>crit</sub> = 150cm
a) $\sigma_{cm} = 37,86 * L^{-0,38}$	6,85MPa	5,64MPa
b) $\sigma_{cm} = 50,27 * L^{-0,5}$	5,30MPa	4,10MPa
c) Segundo WILSON (1983)	4,15MPa	

## 6. ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA *IN SITU* DA CAMADA DE CARVÃO IRAPUÁ UTILIZANDO O CRITÉRIO DE HOEK-BROWN

Os procedimentos de cálculo utilizados neste trabalho seguem a versão do critério de Hoek-Brown proposta por HOEK et al. (2002). Os cálculos dos diferentes parâmetros das envoltórias representativas da rocha intacta e do maciço rochoso, assim como a estimativa da resistência e deformabilidade *in situ* da camada de carvão, foram feitos com o auxílio do programa RocLab, versão 1.032.

A estimativa da resistência à compressão uniaxial *in situ*,  $\sigma_{cm}'$  é feita a partir do cálculo dos parâmetros  $c'$  e  $\phi'$  equivalentes do critério de ruptura de Mohr-Coulomb do maciço rochoso. Esses parâmetros são determinados para a faixa de tensões confinantes,  $\sigma_3'$  entre a resistência à tração,  $\sigma_t$  e um quarto da resistência à compressão uniaxial da rocha intacta ( $\sigma_t < \sigma_3' < 0,25 * \sigma_{ci}$ ). A expressão utilizada para o cálculo de  $\sigma_{cm}'$  é a seguinte:

$$\sigma_{cm}' = \frac{2 * c' * \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (6)$$

Já o módulo de deformabilidade do maciço rochoso,  $E_m$  é expresso por:

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) * \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} * 10^{((GSI-10)/40)} \quad (7)$$

Onde D = fator de dano na periferia da escavação.

Para a determinação da envoltória de resistência da rocha intacta do carvão da camada Irapuá, foram realizados ensaios de compressão diametral, uniaxial e triaxial em amostras cilíndricas. As amostras

foram coletadas através de sondagens rotativas verticais, utilizando barrilete duplo móvel no diâmetro NX. O processo de preparação e acabamento dos corpos de prova, assim como a execução dos ensaios obedeceu aos procedimentos sugeridos pela ISRM, específicos para cada modalidade de ensaio.

Os ensaios de compressão uniaxial e compressão triaxial foram realizados num sistema de carga com capacidade de carga de 2MN. Em ambas as modalidades de ensaios a aplicação da tensão principal maior foi feita perpendicularmente aos planos de estratificação do carvão. Uma câmara triaxial de Hoek foi utilizada nos ensaios triaxiais. O procedimento de ensaio foi o de multi-estágios. Os ensaios de compressão diametral foram realizados numa prensa Losenhausen com capacidade de carga de 100kN. A resistência à tração foi determinada paralelamente aos planos de estratificação do carvão.

As informações provenientes de mapeamentos geotécnicos do maciço rochoso realizados nas Minas Santa Augusta Norte na cidade de Criciúma, próxima da Mina A-Sangão, e na Mina Morozini Norte em Treviso, serviram de base para a estimativa do índice GSI para a camada Irapuá (GONZATTI, 2007). Os valores estimados situam-se na faixa entre 60 e 75, conforme indicado na Figura 18, e o fator perturbação do maciço,  $D = 0$ .

Os resultados de 30 ensaios utilizados para a determinação da envoltória de resistência do carvão são apresentados em termos de tensões principais na Figura 19, juntamente com as envoltórias de ruptura de acordo com o critério de Hoek-Brown para a rocha intacta e maciço rochoso (envoltórias para o GSI = 60 e 75). Os parâmetros do critério de Hoek-Brown relativos ao maciço rochoso são apresentados no Quadro 10.

Quadro 10 - Resistência in situ ( $\sigma_{cm}$ ) da camada de carvão Irapuá na Mina A-Sangão estimada segundo o critério de ruptura de Hoek-Brown (HOEK et al., 2002).

GSI	$m_b$	$s$	$a$	$c'$ (MPa)	$\phi'$ (o)	$E_m$ (GPa)	$\sigma_{cm}'$ (MPa)
60	2,75	0,012	0,503	1,05	34,6	2,89	4,00
65	3,29	0,021	0,502	1,14	36,1	3,51	4,50
70	3,93	0,036	0,501	1,26	37,5	4,07	5,10
75	4,69	0,062	0,501	1,40	38,9	4,54	5,86

GSI = Geological Strength Index;  $m_b$ ,  $s$  e  $a$  = constantes do critério de ruptura de Hoek-Brown para o maciço rochoso;  $c'$  e  $\phi'$  = coesão e ângulo de atrito interno, respectivamente, do critério de Mohr-Coulomb, estimados para o maciço rochoso na faixa de tensões confinantes definida por ( $\sigma_t < \sigma_3' < 0,25 * \sigma_{ci}$ );  $E_m$  e  $\sigma_{cm}'$  = módulo de deformabilidade e resistência à compressão uniaxial do maciço rochoso, respectivamente.

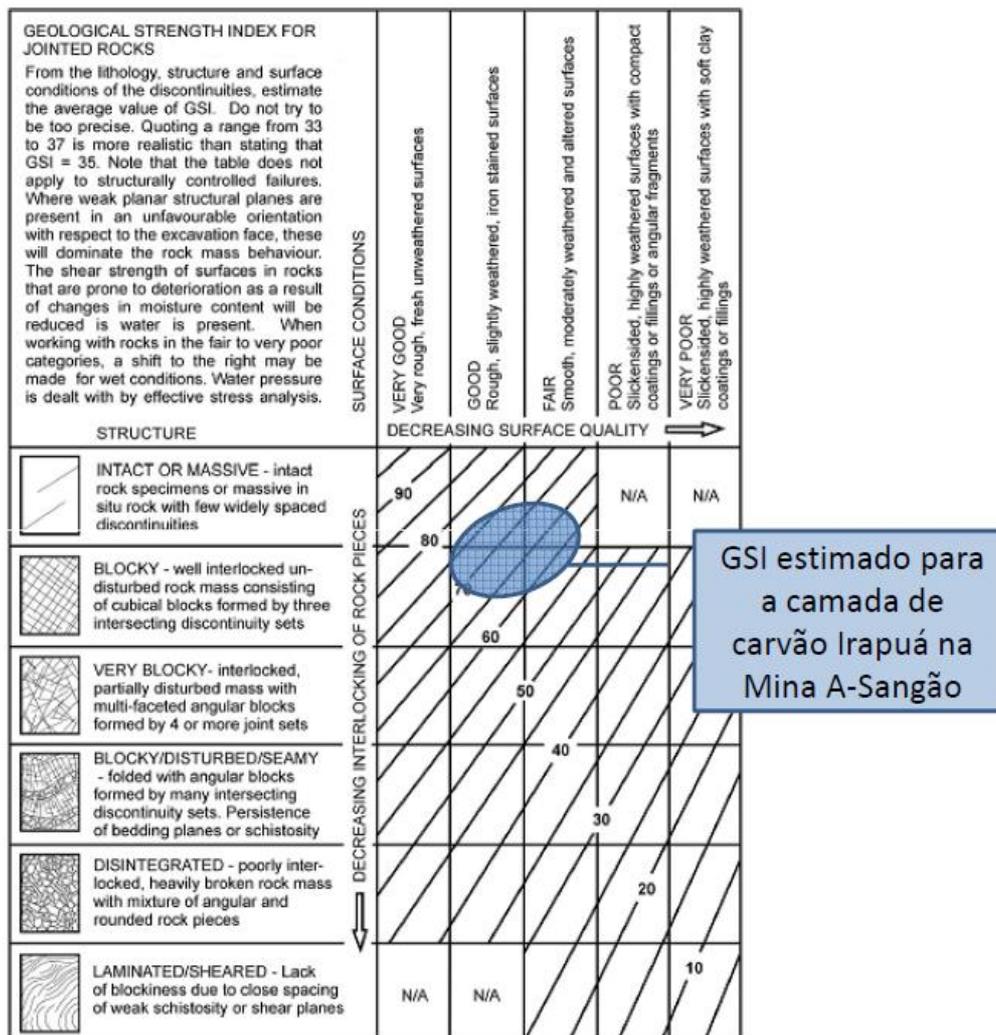
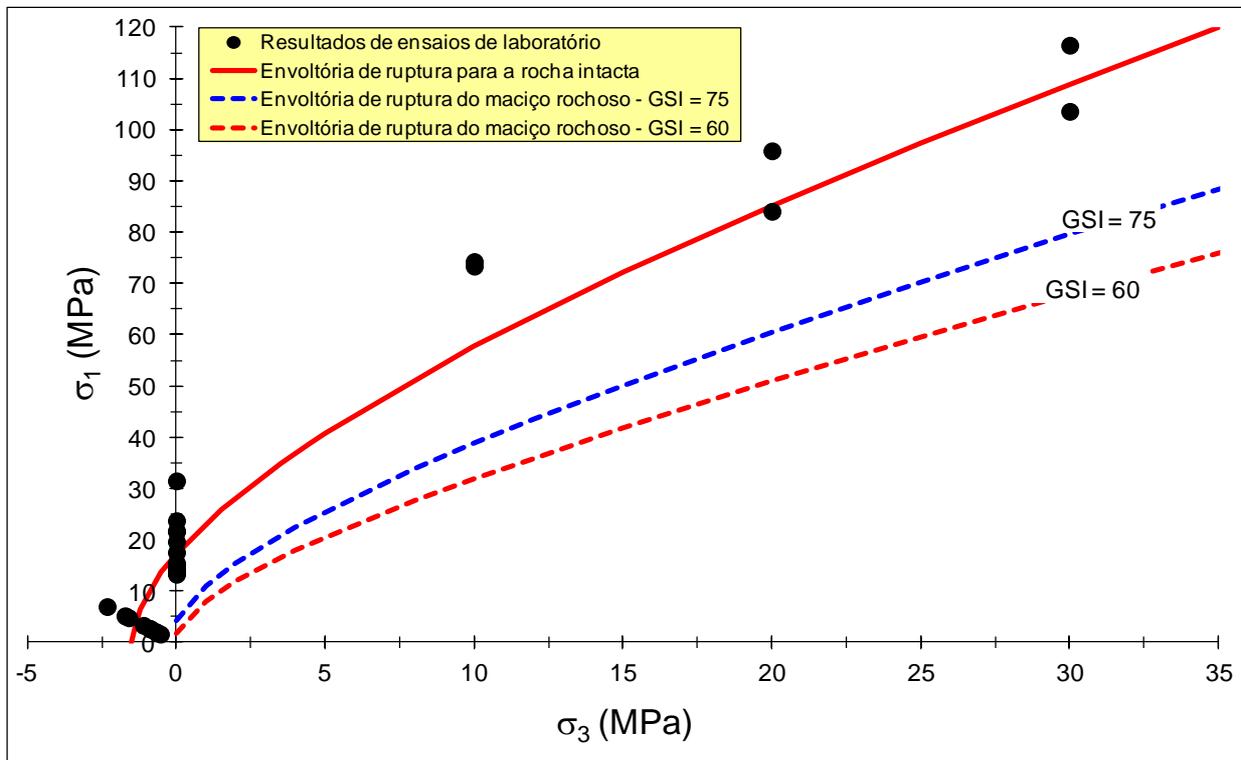


Figura 18 - Faixa de variação do GSI estimada para o maciço rochoso da camada de carvão Irapuá da Mina A-Sangão (adaptado de MARINOS & HOEK, 2001).

## 6.1 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Os parâmetros  $\sigma_{ci}$  e  $m_i$  da envoltória de ruptura de Hoek-Brown obtidos para o carvão da camada Irapuá parecem de acordo com aqueles observados na literatura para diferentes carvões ou sugeridos para esse tipo de material rochoso, como visto no Quadro 11.

Embora valores para comparação ainda sejam escassos, nota-se que os parâmetros encontrados para a camada de carvão Irapuá situam-se na faixa intermediária a inferior dos valores observados em outros carvões. Por outro lado, as estimativas para a resistência *in situ* da camada de carvão Irapuá, conforme Quadro 10, mostram-se um pouco inferiores aos valores previstos a partir da definição da lei do efeito escala, utilizando corpos de prova cúbicos com dimensões entre 5cm e 30cm. Esse fato leva a crer que as estimativas do índice GSI abaixo de 70 são conservadoras.



Parâmetros da envoltória de ruptura da rocha íntacta:  $\sigma_{ci} = 17,23\text{MPa}$ ;  $m_i = 11,5$ ;  $s = 1$ ;  $a = 0,5$

Figura 19 - Resultados de ensaios de compressão diametral (12 ensaios), uniaxial (12 ensaios) e triaxial multi-estágio (6 ensaios) e envoltórias de ruptura para o carvão da camada Irapuá na Mina A-Sangão.

Quadro 11 - Síntese dos valores de  $\sigma_c$ ,  $m_i$  e  $m_b$  do critério de Hoek-Brown para diferentes camadas de carvão no mundo.

Camada de Carvão - País	$\sigma_c$ (MPa)	$m_i$	$m_b$	Referência
Irapuá - Mina A-Sangão - Brasil	17,23	11,5	2,7 - 4,7	-
Bonito - Mina Fontanela - Brasil	30,86	8,9	1,1 - 1,8-	GONZATTI (2007).
DU - Mina Moura - Austrália	32,70	19,4	2,6	MEDHURST & BROWN (1996).
Diversas camadas de 8 regiões dos EUA	13,39 - 33,51	3,8 - 27,4	-	BIENIAWSKI & BAUER (1982)
Faixa de variação sugerida pelos autores do critério de ruptura de Hoek-Brown	-	8 - 21	-	HOEK & BROWN (1997)

Mesmo com as limitações observadas neste trabalho e as próprias limitações para o uso do critério de ruptura de Hoek-Brown apontadas por MARINOS et al. (2005), o uso dessa técnica para a previsão ou

estimativa da resistência *in situ* de camadas de carvão pode ser uma ferramenta bastante útil. Os argumentos para o seu emprego em conjunto com outras técnicas, como a que busca definir a lei do efeito escala apresentada nos itens anteriores deste trabalho, são vários.

De um lado, esta técnica requer uma quantidade de trabalho reduzida para a determinação da envoltória de ruptura da rocha intacta, associado ao fato de se basear em ensaios mecânicos padronizados, numa quantidade reduzida de amostras. De outra parte, a incorporação de informações relativas ao padrão estrutural do maciço rochoso requer o mapeamento criterioso das características estruturais do maciço. Esses elementos, pó sua vez, permitem estimativas mais realistas da resistência *in situ* para as condições presentes nos jazimentos de carvão, à medida que podem ser consideradas as variações estruturais presentes na diferentes áreas de lavra na mina. De certa forma, a observação de diferentes padrões estruturais corrobora a tese de que não existe um único valor para a constante característica da camada de carvão, salvo se o jazimento for homogêneo estruturalmente, o que é improvável considerando as grandes áreas abrangidas pelas bacias carboníferas.

## 7. CONCLUSÕES

Os estados realizados *in situ* e em laboratório para a estimativa da resistência *in situ* da camada de carvão Irapuá, na Jazida Carbonífera Sul-Catarinense no Sul do Brasil, evidenciaram dificuldades de natureza diversa para a determinação de um valor representativo para a camada. O emprego de diferentes técnicas para a estimativa da resistência *in situ* do carvão levou a resultados semelhantes, ainda que com abordagens e procedimentos distintos.

A técnica baseada em ensaios em laboratório sobre corpos de prova cúbicos de diferentes dimensões se mostrou muito útil e estatisticamente consistente, não obstante as enormes dificuldades para a extração, manutenção da qualidade e preparação das amostras, necessidade de compatibilização das dimensões das amostras com os equipamentos disponíveis em laboratório, variabilidade dos resultados e impossibilidade de representação dos diferentes padrões geológico-estruturais existentes na jazida. Ainda assim, os resultados obtidos permitem estimar, para a área abrangida pela amostragem (cerca de 2km<sup>2</sup>), valores de  $\sigma_{cm}'$  entre 5,0 e 5,5MPa. Embora a técnica de ensaios em amostras com diferentes dimensões seja muito trabalhosa e se mostre fora de uso atualmente, não parece razoável desprezá-la como alternativa para estimar a resistência *in situ*, em especial na fase inicial de operação de uma nova mina em camadas de carvão pouco conhecidas mecânica e estruturalmente.

Por sua vez, o uso do sistema GSI - Geological Strength Index de Hoek-Brown para a estimativa de parâmetros mecânicos do maciço rochoso, considerando as características geológico-estruturais da camada de carvão na área de estudo, sugerem valores para  $\sigma_{cm}'$  entre 4,0 e 6,0MPa, aproximadamente. A aplicação do sistema GSI deve ser considerada para jazidas de carvão, tendo em vista a sua maior praticidade, além de incorporar as características geológico-estruturais diversas, normalmente encontradas durante o avanço da lavra numa mina de carvão. O seu uso, no entanto, exige um acompanhamento criterioso por parte da geologia de engenharia das variações geológico-estruturais da camada de carvão, sob pena de serem obtidos resultados irrealistas. Na prática, o sucesso da aplicação dessa técnica depende essencialmente da qualidade das amostras para a caracterização da rocha intacta e do trabalho de mapeamento estrutural do maciço. Sondagens em avanço nas frentes de lavra, procedimento muito utilizados pelas minas de carvão, podem ser muito úteis para uma primeira aproximação da qualidade do maciço. Em última análise, a geração e o aproveitamento das informações geológico-estruturais do maciço depende da constante interação entre engenheiros de minas, responsáveis pelo dimensionamento dos pilares, e geólogos de engenharia, encarregados de prover as informações sobre o padrão geológico-estrutural da camada de carvão nas frentes de lavra.

Finalmente, à medida que se constata que é praticamente impossível determinar um valor único para representar a resistência *in situ* de uma camada de carvão, mesmo de uma área relativamente pequena, não parece fora de propósito afirmar que a resistência da camada deve apresentar variações dentro da jazida, tendo em vista as diferentes características geológico-estruturais frequentemente observadas nesse tipo de jazimento. Assim, a abordagem das classificações geomecânica tradicionais (RMR e Q-System, por exemplo) ou do sistema GSI de Hoek-Brown, que leva em conta a resistência da rocha intacta e as características estruturais do maciço rochoso, deve ser considerada como alternativa para a aplicação de correções às estimativas iniciais feitas para a resistência *in situ* de determinada camada de carvão. Os resultados alcançados com o emprego da técnica de Hoek-Brown, neste trabalho, mostraram que, uma vez balizada por alguma outra técnica ou experiência, pode se constituir numa boa alternativa para a estimativa da resistência *in situ*, à medida que o desenvolvimento da lavra atinge novas áreas da jazida com condicionantes geológico-estruturais diferentes daquelas presentes na fase inicial de operação da mina.

## 8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BARRON, K. & YANG, T. (1992). Influence of specimen size and shape on strength of coal. Part 1: Size effects of uniaxial strength of coal. Part 2: An approach to evaluation of intact and mass strengths of coal from triaxial tests on laboratory-size specimens. Part 3: Laboratory test results. Part 4: Influence of coal rank. In.: Workshop on Coal Pillar Mechanics and Design. Proceedings. United States Department of the Interior, USBM, Pittsburgh, PA, USA. IC 9315, p. 5-24.

BARRON, K. (1983). An analytical approach to the design of pillars in coal. Part 2: Application of the model to case histories. Final Report, phase 2. Canada Centre for Mineral Energy Technology. Alberta, Canada, Coal Mining Research Center. 207p.

BARTON, N. (1990). Scale effects or sampling bias? In.: International Workshop on Scale Effects in Rock Masses, 1st. Proceedings. Loen, Noruega, p. 31-55. Balkema, Rotterdam.

BIENIAWSKI, Z. T. & BAUER, J. (1982). Discussão do artigo de HOEK, E. & BROWN, E. T. (1980). Empirical strength criterion for rock masses. Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, September, v. 106, no GT9, p. 1013-1035. Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, April, no GT4, p. 670-671.

BIENIAWSKI, Z. T. & VAN HEERDEN, W. L. (1975). The significance of in situ tests on large rock specimens. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, v. 12, no 4, p. 101-113.

BIENIAWSKI, Z. T. (1968a). In situ strength and deformation characteristics of coal. Engineering Geology, v. 2, no 5, p. 325-340.

BIENIAWSKI, Z. T. (1968b). The effect of specimen size on compressive strength of coal. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, v. 5, p. 325-335.

BIENIAWSKI, Z. T. (1968c). Note on in situ testing of the strength of coal pillars. Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy, v. 68, p. 455-465.

BIENIAWSKI, Z. T. (1969). In situ large scale testing of coal. In.: Conference on In Situ Investigations on Soils and Rocks. Proceedings. London, UK. British Geotechnical Society, p. 67-74.

BIENIAWSKI, Z. T. (1981). Improved design of coal pillars for U.S. mining conditions. In.: Conference on Ground Control in Mining, 1st. Proceedings. Morgantown, WV, USA, p. 13-22.

BROWN, E. T. & HOEK, E. (1988). Discussão do artigo de UCAR, R. (1986). Determination of shear failure envelope in rock masses. Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, March, v. 112, no 3, 303-315. Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, v. 114, no 3, 371-373.

CIENTEC - FUNDAÇÃO DE CIÊNCIA E TECNOLOGIA (1990). Projeto: Dimensionamento de Pilares em Minas de Carvão. Coordenador Luiz Zorzi. Porto Alegre-RS, 2v.

CIENTEC - FUNDAÇÃO DE CIÊNCIA E TECNOLOGIA (1996). Projeto: Lavra Subterrânea de Camadas Múltiplas de Carvão - Estudo Geomecânico. Coordenador Luiz Zorzi. Porto Alegre-RS, 2v.

COSTA, J. F. C. L. (2000). Avaliação de reservas de carvão - Projeto Fontanella - Carbonífera Metropolitana S.A.. Departamento de Engenharia de Minas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre-RS, Volume 1.

CUNHA, A. P. (1990). Scale effect in rock mechanics. In.: International Workshop on Scale Effects in Rock Masses. Loen, Noruega, v. 1, p. 3-27. Balkema, Rotterdam.

CUNHA, A. P. (1992). Efeito de escala na determinação de características mecânicas de fracturas e maciços rochosos fracturados. Geotecnia, no 65, p. 3-19.

DANIELS, J. & MOORE, L. D. (1907). The ultimate crushing strength of coal. The Engineering and Mining Journal, August 10, v. LXXXIV, n. 6, p. 263-268.

DENKHAUS, H. G. (1962). A critical review of the present state of scientific knowledge related to the strength of mine pillars. Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy, September, v. 63, p. 59-75.

EVANS, I. & POMEROY, C. D. (1958). The strength of cubes of coal in uniaxial compression. In.: Mechanical Properties of Non-metallic and Brittle Materials. London, Butterworth Scientific Publications, W. H. Walton, p. 5-28.

EVANS, I.; POMEROY, C. D.; BERENBAUM, R. (1961a). The compressive strength of coal. Colliery Engineering, v. 38, February, p. 75-80.

EVANS, I.; POMEROY, C. D.; BERENBAUM, R. (1961b). The compressive strength of coal. Colliery Engineering, v. 38, March, p. 123-127.

EVANS, I.; POMEROY, C. D.; BERENBAUM, R. (1961c). The compressive strength of coal. Colliery Engineering, v. 38, April, p. 172-178.

FAIRHURST, C. (1973). Laboratory testing of rock and its relevance to mine design. SME Mining Engineering Handbook, v. 1, p. 13-36 e 13-51.

GADDY, F. L. (1956). A study of the ultimate strength of coal as related to the absolute size of the cubical samples tested. Virginia Polytechnic Institute. Blacksburg, Virginia, USA, 57p.. (Dissertação de Mestrado).

GOMES, M. J. L. (1993). Rock mass sampling conditions needed to overcome the scale effect. In.: International Workshop on Scale Effects in Rock Masses, 2nd. Proceedings. Lisboa, Portugal, p. 199-204. Balkema, Rotterdam.

GONZATTI, C. (2007). Proposta para a estimativa da Resistência à Compressão Uniaxial In Situ de camadas de carvão com a Utilização de Geofísica. EESC-USP - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos-SP (Tese de Doutorado). 240p.

HOEK, E & BROWN E.T. (1988). The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update. In.: Canadian Rock Mech. Symposium, 15th, Proceedings. (ed. J.H. Curran). Toronto: Civil Engineering Department, University of Toronto, p. 31-38.

HOEK, E. & BROWN, E. T. (1980a). Empirical strength criterion for rock masses. Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, September, v. 106, no GT9, p. 1013-1035.

HOEK, E. & BROWN, E. T. (1980b). Underground excavations in rock. Inst. Min. and Metall. London.

HOEK, E. & BROWN, E. T. (1982). Fechamento do artigo de HOEK, E. & BROWN, E. T. (1980). Empirical strength criterion for rock masses. Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, September, v. 106, no GT9, p. 1013-1035. Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, April, no GT4, p. 672-673.

HOEK, E. & BROWN, E. T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, v. 34, no 8, p. 1165-1186.

HOEK, E. (1983). Strength of jointed rock masses. Géotechnique, v. 33, no 3, p. 187-223 (The Rankine Lecture).

HOEK, E. (1990). Estimating Mohr-Coulomb friction and cohesion values from the Hoek-Brown failure criterion. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, v. 27, no 3, p. 227-229.

HOEK, E. (1994). Strength of rock and rock masses. *ISRM News Journal*, v. 2, no 2, p. 4-16.

HOEK, E. & MARINOS, P (2000). Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses. *Tunnels and Tunnelling International*. Part 1 - November 2000, Part 2 - December 2000. 21p..

HOEK, E.; CARRANZA-TORRES, C.; CORKUM, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion - 2002 edition. In.: *North American Rock Mechanics Symposium, 5th. Proceedings*. Toronto, Canadá, v. 1, p. 267-273.

HOEK, E.; KAISER, P. K.; BAWDEN, W. F. (1995). Suport of underground excavations in hard rock. A. A. BALKEMA, Rotterdam.

HOEK, E.; WOOD, D. F.; SHAH, S. (1992). A modified Hoek-Brown failure criterion for jointed rock masses. In: *ISRM Symposium: Eurock'92 - Rock Characterization*. Chester, UK, p. 209-214. London, UK, Imperial College of Science, Technology & Medicine.

HOLLAND, C. T. (1964). The strength of coal in mine pillars. In.: *Symposium on Rock Mechanics, 6th. Proceedings*. Rolla, MO, USA, p. 450-466.

HUSTRULID, W. A. (1976). A review of coal pillar strength formulas. *Rock Mechanics*, v. 8, no 2, p. 115-145. Springer-Verlag Wien, New York.

ISRM (1978a) - Suggested methods for determining sound velocity. *Int. Journal of Rock Mech. and Min. Scienc. & Geomech. Abstr.*. Vol. 15, nº 2, p. 53-58.

ISRM (1978b). Suggested methods for determining tensile strength of rock material. *Int. Journal of Rock Mech. and Min. Scienc. & Geomech. Abstr.*. Vol. 15, nº 3, p. 99-103.

ISRM (1979a) - Suggested methods for determining water content, porosity, density, absorption and related properties and swelling and slake-durability index properties. *Int. Journal of Rock Mech. and Min. Scienc. & Geomech. Abstr.*. Vol. 16, nº 2, p. 141-156.

ISRM (1979b). Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials. *Int. Journal of Rock Mech. And Min. Scienc. & Geomech. Abstr.*. Vol. 16, nº 2, p. 135-140.

ISRM (1983). Suggested methods for determining the strength of rock materials in triaxial compression: revised version. *Int. Journal of Rock Mech. and Min. Scienc. & Geomech. Abstr.*. Vol. 20, nº 6, p. 283-290.

LAVALL, C. E. & HOLLAND, C. T. (1937). Some physical characteristics of West Virginia coals. Research Bulletin of Engineering Experiment Station, West Virginia University. Morgantown, WV, USA. Bulletin no 17, 50p..

LONDE, P. (1988). Discussão do artigo de UCAR, R. (1986). Determination of shear failure envelope in rock masses. Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, March, v. 112, no 3, 303-315. Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, v. 114, no 3, 374-376.

MARINOS, P & HOEK, E. (2001). Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch. Bulletin of Engineering Geology and the Environmental, v. 60, p. 85-92.

MARINOS, V.; MARINOS, P.; HOEK, E. (2005). The geological strength index: applications and limitations. Bulletin of Engineering Geology and the Environmental, v. 64, p. 55-65.

MEDHURST, T. P. & BROWN, E. T. (1996). Large scale laboratory testing of coal. In.: Australia-New Zealand Conference on Geomechanics, 7th. Proceedings. Canberra, Austrália, p. 203-207.

MIDÉA, N. F.; YOSHIKAWA, N. K.; MARCHI, A. J. (1985). Dimensionamento de pilares - Um exemplo do papel da mecânica de rochas. In.: Congresso Brasileiro de Mineração, 1o. Brasília, Brasil, p. 198-214. Belo Horizonte, IBRAM.

MILLARD, D. J.; NEWMAN, P. C.; PHILLIPS, J. W. (1955). The apparent strength of extensively cracked materials. In.: Proceedings of The Physical Society. Section B, v. LXVIII, p. 723-728.

RICE, G. S. (1929). Tests of strength of roof supports used in anthracite mines of Pennsylvania. United States Department of the Interior, USBM, USA. Bulletin 303, 44p..

SKELLY, W. A.; WOLGAMOTT, J.; WANG, F. D. (1977). Coal mine pillar strength and deformation prediction through laboratory sample testing. In.: U. S. Symposium on Rock Mechanics, 18th. Proceedings. Keystone, CO, USA, p. 2B5-1-2B5-5. Golden, CO, Colorado School of Mines.

STEART, F. A. (1954). Strength and stability of pillars in coal mines. Journal of the Metallurgical and Mining Society of South Africa, March, p. 309-325.

TRUEMAN, R. & MEDHURST, T. P. (1994). The influence of scale effects on the strength and deformability of coal. In.: ISRM International Symposium on Integral Approach to Applied Rock Mechanics. Proceedings. Sociedad Chilena de Geotecnia, Santiago, Chile, v. 1, p. 103-114.

UCAR, R. (1986). Determination of shear failure envelope in rock masses. Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, March, v. 112, no 3, 303-315.

WILSON, A. H. (1983). The stability of underground workings in the soft rocks of the coal measures. *International Journal of Mining Engineering*, v. 1, no 2, p. 107-108. London, Chapman and Hall.

WOOD, D. F. (1991). Estimating Hoek-Brown rock mass strength parameters from rock mass classification. *Transportation Research Record* 1330, p. 22-29.

ZORZI, L.; AGOSTINI, I. M.; GONZATTI, C. (1991). Metodologia para dimensionamento de pilares em minas de carvão do Sul do Brasil. *CIENTEC - FUNDAÇÃO DE CIÊNCIA E TECNOLOGIA, Porto Alegre-RS (Boletim Técnico no 23)*. 31p..

# Capítulo 11

## ESTUDO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DO COMPÓSITO SOLO - CCA

*Simone Minuzzo (Unioeste-Amperé)*

*Camila Daiane Cancelier (Unioeste-Santa Izabel do Oeste)*

*Decio Lopes Cardoso (Unioeste-Cascavel)*

*Guilherme Ireneu Venson (Unioeste-Cascavel)*

*Gabriel Orquizas Mattiolo Pedroso (Unioeste-Cascavel)*

*Simone Tolomeotti Beal (Unioeste-Cascavel)*

**Resumo:** O solo é constituído por vazios, preenchidos por ar ou água. Dependendo das condições hidráulicas, a água presente no solo pode estar em equilíbrio hidrostático, ou percolar livremente. A movimentação da água no solo gera instabilidade do maciço terroso, tornando regiões de solos muito permeáveis inadequadas para a construção. Uma solução ao problema é fazer a composição do solo com outro material, que melhore suas propriedades, formando assim um compósito. A sílica, por exemplo, é usada como condicionador, em vários materiais utilizados na construção civil, também pode ter um bom desempenho quando adicionada ao solo, em relação à diminuição da condutividade hidráulica. A sílica pode ser encontrada nas cinzas das cascas de arroz, resíduo da indústria de beneficiamento do arroz. O objetivo deste trabalho foi avaliar a influência da adição de CCA (Cinza da Casca de Arroz) ao solo na diminuição condutividade hidráulica. Os materiais utilizados no trabalho foram o Latossolo Vermelho distroférico da região Oeste do Paraná, a cinza da casca de arroz e a geomembrana. Foram realizados ensaios de caracterização do solo e da CCA. Também foram conduzidos ensaios especiais. Corpos de Prova de solo e de solo – CCA foram moldados, logo após

foram deixados saturar em água. Sequencialmente foram levados à prensa de compressão triaxial e submetidos a ensaios de condutividade hidráulica com carga variável. Por fim, foi realizada uma sistematização e análise dos resultados. A CCA apresentou efeito positivo no solo em relação a sua permeabilidade, o solo acrescido pela cinza, compactado com a densidade máxima do solo puro obteve uma redução de 85% do coeficiente de condutividade hidráulica. Já o solo acrescido por CCA, compactado com a densidade máxima do compósito, obteve uma redução em relação ao solo natural de 89,17%. Ambas as reduções são significativas. Entretanto se comparado com o coeficiente solo - geomembrana que provoca uma redução de 100%, a CCA não é tão eficiente quanto. Mas ainda a CCA pode tornar-se uma alternativa na substituição de materiais nobres e caros.

**Palavras-chave:** Solo, Casca de Arroz, Condutividade Hidráulica.

## 1. INTRODUÇÃO

A elevada condutividade hidráulica do solo é um fator complicador para obras de engenharia, devido à instabilidade, causada por esta propriedade ao maciço terroso. A estabilidade do solo para a implantação de obras de engenharia é fundamental, principalmente para obras que utilizam o próprio maciço como elemento construtivo, como barragens, aterros sanitários e estradas.

Nos dias de hoje, é possível tornar solos impróprios para a construção em uma base para fundação resistente e segura, através de recursos como, ligantes e reatores químicos. Esses métodos convencionais para o tratamento do solo acarretam em vários problemas: a quantidade de ligante deve ser grande; são poluentes orgânicos; em se tratando dos reatores, não funcionam da mesma maneira em diferentes tipos de solo, portanto nem sempre são eficientes a pesquisa realizada neste trabalho é fundamentada na busca por um novo material para o tratamento de solos sem estabilidade, material este que sane as falhas dos produtos usados atualmente.

Hoje em dia a indústria de materiais da construção civil vem empregando a CCA (Cinza da Casca de Arroz) em elementos como argamassas, concretos, tijolos, placas cerâmicas, conseguindo como isso a redução do emprego de materiais nobres. A sílica presente nesta cinza promove um ganho de resistência mecânica aos elementos em que é empregada. Pensando nisso é que se optou pela utilização deste material residual da indústria de beneficiamento de arroz, para a realização de uma pesquisa fundamentada na constituição de um compósito, solo – CCA, com a subsequente realização de experimentos com diferentes dosagens do resíduo. Tendo como objetivo avaliar o desempenho do compósito no que tange a redução da condutividade hidráulica do solo.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Os solos grossos possuem forças de superfície baixas, pois há vazios consideráveis entre as partículas sólidas. Esses vazios podem estar preenchidos por ar ou água. (BUENO e VILAR,1984). Durante a movimentação da água no solo, ocorre um atrito viscoso que desencadeia em transferência de energia da água para as partículas sólidas gerando forças de percolação, estas forças interferem muito na construção civil (CAPUTO, 2002). A força de percolação influencia na instabilidade de barragens, cortes e aterros e na escavação de areia. Também é responsável pelo fenômeno da areia movediça (BUENO e VILAR, 1984).

De acordo com a norma ASTM D3878-95, dois ou mais materiais insolúveis entre si formam uma substância denominada de compósito. Na engenharia esta combinação serve para produzir um material útil com propriedades especiais.

Uma fase contínua, denominada de matriz reforçada com aditivos condicionadores é que compõe um compósito. A matriz preenche os vazios do compósito gerando estrutura ao mesmo, já os aditivos condicionadores reforçam propriedades mecânicas e químicas (FILHO, 2001 apud KAMINSKI, 2008).

Engenheiros e outros profissionais da área estão empregando cada vez mais compósitos em obras, uma vez que esta junção de materiais pode gerar um material que atenda às necessidades de mercado (KAMINSKI, 2008).

Cerca de 15% do peso da cinza da casca de arroz é carbono, quando realizado um aquecimento de forma a eliminar este carbono residual pode ser obtido até 95% de sílica, com área superficial específica de  $10\text{m}^2/\text{g}$  e partículas com aproximadamente 20  $\mu\text{m}$ , tornando a CCA um agregado mais eficiente (FOLETTO et.al., 2005).

### 3. MATERIAIS E MÉTODOS

#### 3.1 MATERIAIS

O solo utilizado é procedente do campus da Unioeste - Cascavel. Típico no centro sul do Terceiro Planalto Paranaense (MINEROPAR, 1998). O solo é classificado pedologicamente como Latossolo Vermelho distroférico (EMBRAPA, 1999), geotecnicamente é classificado como A7. Classificado ainda como CH pelo U.S.C.S. (ASTM Test Designation D-2487). Este solo é bem drenado, originado da decomposição do basalto, contém teores elevados de hematita ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ), possui forte atração magnética, se fragmenta com facilidade, quando úmido possui densidade aparente baixa 0,92 a 1,15  $\text{g}/\text{cm}^3$ , porosidade elevada entre 60% a 69% e bastante resistente a erosão laminar.

A cinza que foi utilizada é industrializada e fornecida pela empresa Tecno sul.

Atualmente a indústria de materiais da construção civil vem empregando a CCA (Cinza da Casca de Arroz) em elementos como argamassas, concretos, tijolos, placas cerâmicas, conseguindo como isso a redução do emprego de materiais nobres. A sílica presente nesta cinza promove um ganho de resistência mecânica aos elementos em que é empregada. Pensando nisso é que se optou pela utilização deste material residual da indústria de beneficiamento de arroz, para a realização de uma pesquisa fundamentada na constituição de um compósito, solo – CCA, com a subsequente realização

de experimentos com diferentes dosagens do resíduo. Tendo como objetivo avaliar o desempenho do compósito no que tange a redução da condutividade hidráulica do solo.

## 3.1.1 MÉTODOS

A pesquisa foi realizada no Laboratório de Geotecnia da Universidade Estadual do Oeste do Paraná, Unioeste, campus Cascavel.

O solo foi coletado no campus da Unioeste, Cascavel, posteriormente foi seco ao ar e depois de seco passou por peneiramento na malha 4,8 mm (peneira N. 5 da ABNT), obtendo-se a Terra Fina Seca ao Ar (TFSA).

Foram realizados Ensaios de Caracterização: Análise Granulométrica do solo e da CCA; Massa Específica ( $\gamma$ ); Massa específica dos Sólidos ( $\gamma_s$ ); Limite de Consistência LL e LP do Solo.

Também foram realizados Ensaios Especiais: Ensaio de Compactação; Série de Floculação; Confeção dos Corpos de Prova; Saturação dos Corpos de Prova e Ensaio de condutividade hidráulica na célula da prensa de compressão triaxial.

O ensaio de compactação foi realizado com energia normal de Proctor, a metodologia foi seguida de acordo com a ABNT NBR 7182 (1986), para definição do teor ótimo de umidade e da massa específica seca máxima, com os quais foram confeccionados os corpos de prova para os ensaios de condutividade hidráulica.

Foi conduzida a série para o compósito solo mais CCA, para 10 dosagens, com teores de resíduo variando de 0%, 2,5%, 5%, 7,5%, 10%, 12,5%, 15%, 20%, 25%, 30%, em provetas de 250 ml. O método que foi empregado é o mesmo utilizado na COPPE/UFRJ (MACEDO, 2004 apud KAMINSKI, 2008) que consiste em:

- Usar cerca de sete provetas de 250 mml, marcadas, para garantir uma porcentagem de reforço;
- Colocar em cada proveta 20g de solo, seco ao ar, passante na peneira nº 10;
- Devem ser adicionadas nas provetas as quantidades de reforço em porcentagens por massa seca de solo;
- Agitar as provetas para misturar solo e reforço ainda secos;
- Adicionar 50 ml de água destilada e agitar as provetas até a homogeneização completa;
- Completar 100 ml e deixar em repouso absoluto até o dia seguinte;

- No dia seguinte com auxílio de um bastão de metal agitar a mistura até ficar homogênea;
- Depois de duas horas no mínimo fazer a leitura do volume;
- No terceiro dia, agitar as provetas novamente com o bastão metálico e fazer a leitura após no mínimo duas horas;
- A operação deve ser repetida todos os dias até obter leituras constantes ou decrescentes.
- Montar uma tabela com as percentagens de reforço, e as leituras de volume referentes a cada dia. A partir daí foi calcular a variação volumétrica percentual do sedimento solo-reforço, em relação à variação do solo puro, para todos os teores de reforço, para o cálculo escolher o maior volume obtido para cada teor;
- Plotar um gráfico relacionando volume de sedimento em relação à dosagem do compósito. O ponto máximo de variação volumétrica é interpretado como o teor mínimo de reforço necessário para a estabilização físico-química do solo.

Foram moldados corpos-de-prova no aparelho mini MCV (Moisture Condition Value) com 50mm de diâmetro e 100mm de altura. Foram criadas três réplicas para cada dosagem. Os moldes foram feitos com teor ótimo de umidade, que foi determinado pelo ensaio de compactação, com energia que forneceu a massa específica seca máxima (PEIXOTO, et. al., 1986 apud KAMINKI, 2008).

À medida que os corpos de prova ficaram prontos, sua base foi envolta por papel filtro e perflex, fixado por uma borracha ("O" ring), após este preparo, foram deixados saturar até constância de peso, cerca de 24:00 horas. Após a saturação foram submetidos, ao ensaio de condutividade hidráulica, na prensa de compressão triaxial.

Cada corpo de prova foi colocado na célula da prensa de compressão triaxial (Figura 1) e foram executados os ensaios de condutividade hidráulica.

O aparelho utilizado, esquema da figura 1, possui uma câmara cilíndrica, translúcida acoplada sobre um disco de metal, por uma bucha e um pistão. Esta câmara possui um pedestal onde deve ser colocada a amostra do solo previamente envolvida por uma membrana de borracha impermeável, fixada por elástico, com finalidade de vedar a amostra do topo à base, evitando assim o contato da água com a câmara. Na base da amostra deve ser colocada uma placa porosa, conectada por tubulação à saída da câmara (TERZAGHI et. al., 1996 apud LUCAS, 2010).

Com a amostra acoplada, a câmara é hermeticamente fechada e preenchida por água, a qual distribui tensões confinantes a todas as direções da amostra, desencadeando em um estado hidrostático de

tensões. A água percolará pelo solo e será direcionada a uma bureta, para leitura de seu volume. Através da variação volumétrica e da vazão, pode ser empregada a equação 1 para a obtenção do coeficiente de condutividade hidráulica (PINTO, 2000 apud LUCAS,2010).

$$K = 2.0303 \frac{aL}{At} \log_{10} \frac{h_1}{h_2} \quad (1)$$

Onde:

$k$  = condutividade hidráulica ( $m.s^{-1}$ )

$A$  = área da seção transversal do corpo de prova do solo ( $m^2$ )

$a$  = área da seção transversal da bureta ( $m^2$ )

$t$  = duração da coleta de água (s)

$h_1$  = diferença de carga inicial (m)

$h_2$  = diferença de carga final (m)

$L$  = comprimento da amostra (m)

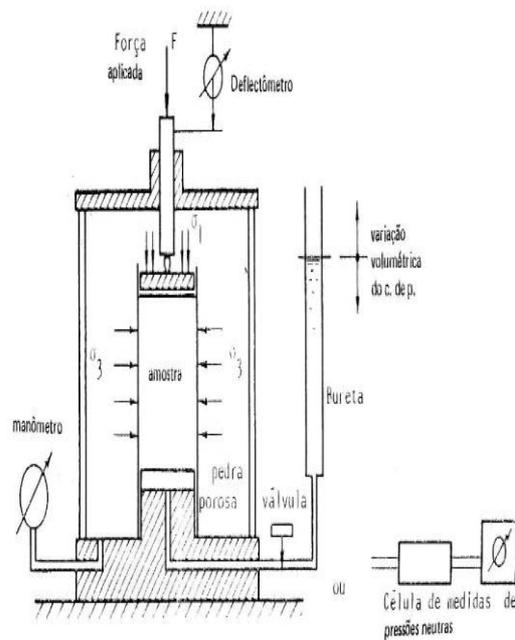


Figura 1. Câmara compressão triaxial (VARGAS 1981, apud LUCAS, 2010)

## 4. RESULTADOS

### 4.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

De acordo com o ensaio de granulometria o solo foi classificado com 57% argila, 29% silte e 14% areia. A massa específica do solo é de  $16,61 \text{ KN.m}^{-3}$ . A massa específica dos sólidos do solo é de  $29,48 \text{ KN.m}^{-3}$ . O limite de plasticidade ótimo do solo é dado quando o teor de umidade do mesmo é de 31,35%. O limite de liquidez foi determinado como o teor de umidade correspondente a 25 golpes, onde o mesmo deu 65,7%.

De acordo com ensaio de granulometria a CCA foi classificada como 63% silte, 35% areia e 02% argila. A massa específica média da CCA foi fornecida pela indústria que refinou a mesma, o valor de tal massa específica é  $8,90 \text{ KN.m}^{-3}$ . A massa específica dos sólidos para a CCA é  $21,40 \text{ KN.m}^{-3}$ , determinada pelo ensaio de picnômetro.

A massa específica do compósito  $18,26 \text{ KN.m}^{-3}$ .

#### 4.1.1 ENSAIOS ESPECIAIS

Compactação: Através do ensaio de compactação foram plotados os gráficos (Fig. 2) e (Fig. 3), as quais apresentam as curvas de compactação, o ponto máximo de cada curva representa a densidade máxima ( $\gamma$  máxima) em relação a umidade ótima ( $W$ ótima) para o compósito e para o solo:

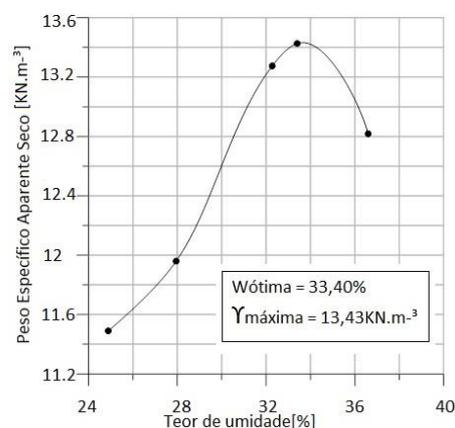


Figura 2. curva de compactação na energia normal de proctor para o solo.

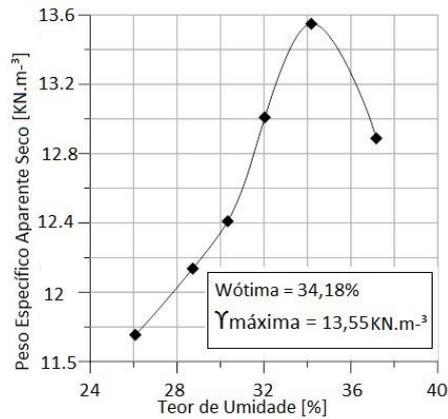


Figura 3. curva de compactação na energia normal de proctor para o compósito solo mais CCA

Através da análise da curva de compactação do solo obtemos a massa específica seca máxima de 13,43  $\text{KN.m}^{-3}$ , ponto máximo do gráfico, o teor ótimo de umidade deve ser de 33,40%.

Através da análise da curva de compactação do compósito obtemos a massa específica seca máxima de 13,55  $\text{KN.m}^{-3}$ , ponto máximo do gráfico. Esta massa específica é considerada a ótima para a confecção dos corpos de prova do compósito, e para atingi-la o teor ótimo de umidade deve ser de 34,18%.

Floculação: Com a montagem da Série de Floculação, através dos volumes de sedimentos máximos de cada dosagem, volume máximo na proveta ( $V_{\text{máx}}$ ), massa seca ( $M_s$ ), obteve-se a variação volumétrica dos sedimentos, como pode ser observado na (tabela 1):

Tabela 1. Volume Normalizado de Sedimentos Máximos da Dosagem.

Dose [%]	$V_{\text{máx}}$ [ $\text{cm}^3$ ]	$M_s$ [g]	$V_{\text{máx}}/M_s$ [ $\text{cm}^3/\text{g}$ ]
0,00	28,00	15,41	1,82
2,50	29,00	15,80	1,84
5,00	3100	16,18	1,92
7,50	32,00	16,57	1,93
10,00	37,50	16,95	2,21
12,50	38,00	17,34	2,19
15,00	39,00	17,72	2,2
20,00	48,00	18,49	2,6
25,00	52,00	19,26	2,7
30,00	40,00	20,04	2,00

Como as dosagens de CCA no solo variam de 0% a 30%, haverá um aumento de matéria dentro da proveta, mas para a precisão do ensaio precisa-se normalizar o volume para todas as provetas, normalização esta que foi obtida pela relação volume de sedimentos pela massa seca.

Com os valores do quociente da relação supracitada em função da dosagem, foi plotada a curva de floculação apresentada (Fig. 4):

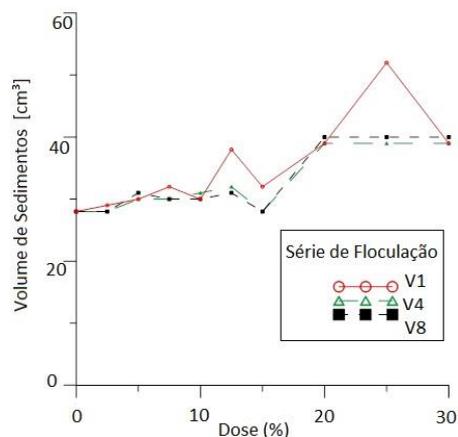


Figura 4. Curva de Floculação

A curva V1 é referente ao volume do primeiro dia de leitura, V4 ao volume do quarto dia de leitura e V8 ao volume do oitavo dia. Através da análise da curva é possível perceber a estabilização do volume de sedimentos a partir do quarto dia, devido à sobreposição de V4 e V8. O ponto máximo da curva, 20%, é interpretado como o ponto de dosagem ótima, pois a máxima variação volumétrica corresponde ao teor mínimo de reforço para tornar o solo estável.

Índice de Vazios: O valor médio para o índice de vazios ( $e$ ) dos corpos de prova é 1,17 referente a um desvio padrão de 0,028, com porosidade em média ( $n$ ) de 53,88% referente a um desvio padrão de 0,614. Através de uma análise estatística, percebe-se que os desvios padrão tanto do índice de vazios quanto da porosidade são baixos, para tanto o índice de compactação em todos os corpos de prova foi praticamente o mesmo. Tal índice refere-se à máxima massa específica seca obtida no ensaio de compactação.

Condutividade Hidráulica: A seguir serão apresentados os resultados dos ensaios de condutividade hidráulica. Adotou-se como critério de estabilização do experimento a constância nos valores de vazão ( $Q$ ) calculados durante o ensaio. À medida que iam sendo obtidas as leituras, as mesmas eram lançadas no gráfico vazão ( $Q$ ) versus tempo ( $t$ ) e quando a curva se tornava horizontal, encerrava-se o experimento e calculava-se o valor do coeficiente de condutividade hidráulica ( $k$ ) através da equação 1

(Eq.1). Estão apresentados os dados coletados e gráficos plotados apenas para uma das réplicas de solo puro e para uma das réplicas de solo-CCA na densidade máxima do compósito, para as demais réplicas apenas serão apresentados os valores finais do coeficiente de condutividade hidráulica.

A seguir serão apresentados os valores da leitura do volume (V) em função do tempo (t), os gráficos de variação volumétrica ( $\Delta V$ ) em função do tempo (t), vazão (Q) em função do tempo (t) para um dos três corpos de prova com dosagem 0% CCA, os valores demonstrados foram obtidos através do Ensaio de Condutividade Hidráulica do Solo.

Na (tabela 2) podem ser verificados os dados do ensaio de condutividade hidráulica para a primeira réplica de solo (SR1):

Tabela 2: Dados Ensaio SR1

t	V	$\Delta V$	Q
[s]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>3</sup> /s]
0,00	40,50	0,00	1,82X10 <sup>-1</sup>
60,00	29,60	10,90	6,50X10 <sup>-2</sup>
120,00	25,70	14,80	1,67X10 <sup>-2</sup>
240,00	23,70	16,80	5,00X10 <sup>-3</sup>
480,00	22,50	18,00	3,45X10 <sup>-3</sup>
900,00	21,050	19,45	2,50X10 <sup>-3</sup>
1800,00	18,80	21,7	1,83X10 <sup>-3</sup>
3600,00	15,50	25,00	1,39X10 <sup>-3</sup>
7200,00	10,50	30,00	1,24X10 <sup>-3</sup>
14400,00	1,60	38,90	1,24X10 <sup>-3</sup>

Nas (Fig. 5) e (Fig. 6) encontram-se as curvas de variação volumétrica e vazão para a primeira réplica de solo puro:

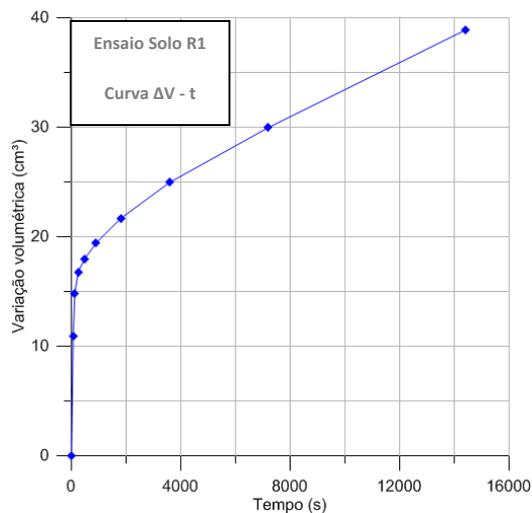


Figura 5. Variação Volumétrica SR1.

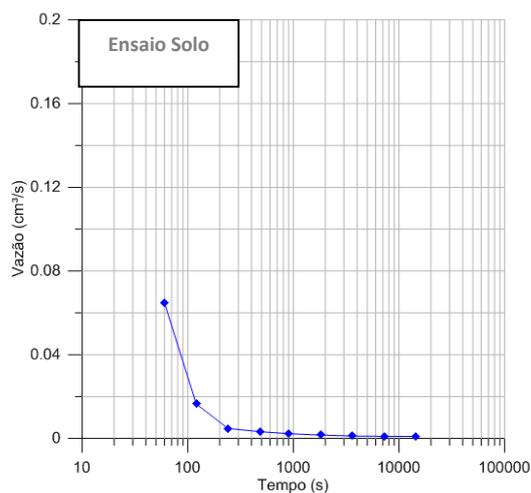


Figura 6. Vazão SR1.

O coeficiente de condutividade hidráulica do solo para a primeira réplica, com dosagem 0% de CCA é igual a  $1,33 \times 10^{-6} \text{ m.s}^{-1}$ .

A seguir serão apresentados os valores das leituras do volume (V) em função do tempo (t), os valores variação volumétrica ( $\Delta V$ ) em função do tempo e vazão (Q) em função do tempo para um dos três corpos de prova do compósito Solo-CCA com 20% de CCA que foram confeccionados com densidade máxima do compósito, fornecida pelo ensaio de compactação.

Na (tabela 3) estão apresentados os valores do ensaio de condutividade hidráulica para a primeira réplica solo mais CCA (CCAR1):

Tabela 3: Dados Ensaio CCAR1

t	V	$\Delta V$	Q
[s]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>3</sup> /s]
1,00	40,60	0	
30,00	40,50	0,10	3,45X10-3
60,00	40,45	0,15	1,67X10-3
120,00	40,4	0,20	8,33X10-4
240,00	40,35	0,25	4,17X10-4
480,00	40,30	0,30	2,08X10-4
900,00	40,20	0,40	2,38X10-4
1800,00	39,90	0,70	3,33X10-4
3600,00	39,35	1,25	3,06X10-4
7200,00	38,00	2,60	3,75X10-4
14400,00	35,30	5,30	3,75X10-4

Na (Fig. 7) e (Fig. 8) encontram-se as curvas de variação volumétrica e vazão para a primeira réplica do compósito solo mais CCA:

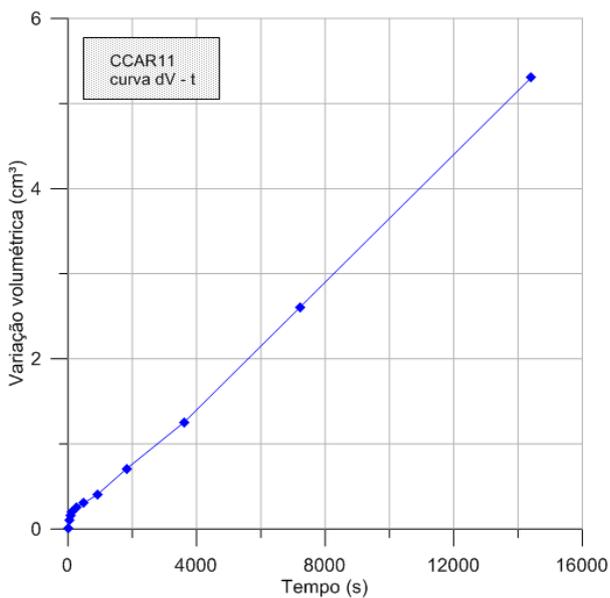


Figura 7: Variação Volumétrica CCAR1

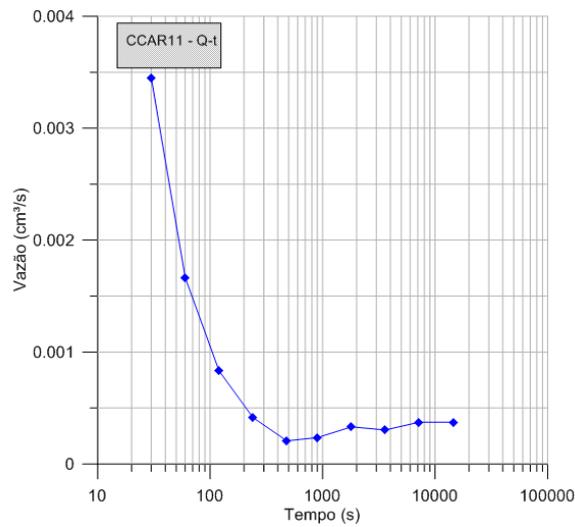


Figura 8: Vazão CCAR1

O coeficiente de condutividade hidráulica do solo para a primeira réplica com densidade máxima do compósito, com dosagem 20% de CCA é igual a  $5,72 \times 10^{-8} \text{ m.s}^{-1}$ .

#### 4.1.1.1 EFEITO CAUSADO PELA ADIÇÃO DA CINZA DE CASCA DE ARROZ AO SOLO

Na tabela 4 constam os valores dos coeficientes de condutividade hidráulica médio do solo, do compósito na densidade máxima do solo e na densidade máxima do compósito e também do solo com a geomembrana:

Tabela 4: Efeito da CCA

Ensaio	k (m/s)	k <sub>med</sub> (m/s)	S
SR1	$1,33 \times 10^{-6}$		
SR2	$2,23 \times 10^{-6}$	$1,418 \times 10^{-6}$	$7,75 \times 10^{-7}$
SR3	$6,92 \times 10^{-7}$		
CCAR1	$5,60 \times 10^{-8}$		
CCAR2	$2,49 \times 10^{-7}$	$2,130 \times 10^{-7}$	$1,42 \times 10^{-7}$
CCAR3	$3,34 \times 10^{-7}$		
CCAR11	$5,72 \times 10^{-8}$		
CCAR21	$1,44 \times 10^{-7}$	$1,538 \times 10^{-7}$	$1,01 \times 10^{-7}$
CCAR31	$2,95 \times 10^{-7}$		
GEOR1	0		
GEOR2	0	0	0
GEOR3	0		

Em relação à curva de compactação a CCA adicionada ao solo provocou um aumento de 0,9% na massa específica seca máxima e um aumento de 2,10% na umidade ótima.

A CCA apresentou efeito positivo no solo em relação a sua permeabilidade, o solo acrescido pela cinza, compactado com a densidade máxima do solo puro obteve uma redução de 85% do coeficiente de condutividade hidráulica. Já o solo acrescido por CCA, compactado com a densidade máxima do compósito, obteve uma redução em relação ao solo natural de 89,17%. Ambas as reduções são significativas. Entretanto se comparado com o coeficiente solo-geomembrana que provoca uma redução de 100%, a CCA não é tão eficiente quanto.

## 5. CONCLUSÕES

A preocupação com a preservação do meio ambiente tange a busca por alternativas renováveis, que sejam tecnicamente viáveis para a indústria.

Atualmente os recursos utilizados para a impermeabilização do solo, partem de materiais não renováveis, e muitas vezes inviáveis economicamente, devido às áreas que necessitam de tal tratamento serem largamente extensas, como é o caso de aterros sanitários e estradas.

Através da pesquisa realizada constatou-se que a CCA residual, do processo de beneficiamento de arroz, quando adicionada ao solo forma um composto significativamente menos permeável que o solo natural chegando a diminuir 89,17% da condutividade hidráulica do mesmo, além de provocar um aumento de 0,9% na massa específica seca máxima. Portanto a CCA pode tornar-se uma alternativa na substituição de materiais nobres e caros, em sistemas de contenção de contaminantes. Além do que esta prática pode reduzir o passivo ambiental que a CCA representa para a indústria de beneficiamento de arroz.

## AGRADECIMENTOS

A todos os pesquisadores que se empenham na busca de alternativas sustentáveis para a construção civil.

## REFERÊNCIAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7182: Solo – Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro, 1986.

American Society for Testing and Materials. D1242-95 a: Standard Test Methods for Resistance of Plastic to Abrasion. Philadelphia, 1996.

Bueno, B.S.; Vilar, O.M., Mecânica dos Solos. VOL I, São Carlos 1984.

Caputo, H. P. Mecânica dos solos e suas aplicações. 2ª Ed. Volume 1, Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. Rio de Janeiro 2002.

Caputo, H. P. Mecânica dos solos e suas aplicações. 2ª Ed. Volume 2, Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. Rio de Janeiro 2002.

EMBRAPA – Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (1999) Sistema brasileiro de classificação de solo. Rio de Janeiro: Centro Nacional de Pesquisa de Solos, 1999.

Kaminski T. B.(2008) Desempenho mecânico de compósito formado por solo e cinza de casca de arroz. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Estadual do Oeste do Paraná.

Lucas J. F. R. (2010) Obtenção da curva de retenção da água do solo pela câmara de compressão triaxial e pelo papel filtro. Trabalho de Pós-Graduação (Mestrado em Engenharia Agrícola) - Universidade Estadual do Oeste do Paraná, Cascavel.

Mineropar – Minerais do Paraná S.A. (1998) Mineração na geração de emprego e renda – oportunidades de negócio com mineração. Curitiba: SERT.

American Society for Testing and Materials. d1242-95 a (1986) Standard Test Methods for Resistance of Plastic to Abrasion. Philadelphia.

Foletto, E. L.; Hoffmann, R.; Hoffmann, R. S.; Jahn, S. L.; Portugal, JR. U. L. (2005) Aplicabilidade das cinzas da casca de arroz. Química nova Vol. 28 São Paulo, acesso em:08/05/2012, disponível em :<http://www.scielo.br/pdf/%0D/qn/v28n6/26837.pdf>

# Capítulo 12

## ANÁLISE DE ESTABILIDADE EM ASSENTAMENTO PRECÁRIO NO MUNICÍPIO DE VITÓRIA – ES

*Jaime Mesquita de Souza (UFOP)*

*Frederico Garcia Sobreira (UFOP)*

*Lúcio Flávio de Souza Villar (UFMG)*

**Resumo:** O morro São Benedito está localizado na porção centro leste da Ilha de Vitória e está ocupado na sua parte baixa e plana como também nas suas vertentes. Esta área apresenta predisponência a escorregamentos devido principalmente à saturação do solo por água servida e pluvial e a configuração geomorfológica, que concentra a água no local que ocorreu o escorregamento relatado neste artigo, juntamente com alterações da geometria da encosta gerando horizonte de aterro sobreposto a solo coluvial. A determinação do fator de segurança para o talude do morro São Benedito após o escorregamento foi realizada através do método equilíbrio limite. São analisadas as condições de ruptura em solo na umidade higroscópica e saturada, com os parâmetros obtidos através do ensaio de cisalhamento direto. Para a realização das análises de estabilidade foi escolhido o método de Morgenstern e Price (1965). Quando comparados os valores dos fatores de segurança determinados através da condição higroscópica e saturada, a condição higroscópica apresenta resultados muito superiores a condição saturada. De acordo com o método sugerido pela NBR 11682, este estudo estabeleceu que as condições atuais do talude da vertente sul exigem um fator de segurança mínimo de 1,3. O menor fator de segurança alcançado, ou seja, 1,6 com parâmetros geotécnicos obtidos no ensaio de cisalhamento direto na condição saturada satisfaz o preconizado em norma.

**Palavras-chave:** Colúvio, aterro, análise de estabilidade, Vitória, Espírito Santo.

## 1. INTRODUÇÃO

A ocupação do morro São Benedito remonta a década de 60 através de moradores oriundos do interior da Bahia e de Minas Gerais. A parte baixa é urbanizada com vias formais e com moradias, na sua ampla maioria, construídas em alvenaria. À medida que se segue em direção a cotas mais elevadas do bairro, a urbanização se torna incipiente, culminando em acessos somente para pedestres através de becos sem calçamento, com moradias de madeira e alvenaria de má qualidade.

Geologicamente, o morro São Benedito está inserido na Suíte Espírito Santo (Machado Filho *et al*, 1983), ocorrendo sob forma circular e ligeiramente alongado, com o seu eixo longitudinal orientado na direção nordeste.

A vertente sul do bairro, foco deste estudo, apresenta a sua encosta côncava, com rocha aflorante no topo e no sopé. A meia encosta é composta por solo de origem residual, coluvial e aterro lançado. O flanco oeste limita o trecho de encosta através de maciço rochoso, enquanto o flanco leste é composto por solo. Este mesmo trecho de encosta apresenta desnível entre o topo da encosta e o sopé de 33 m e inclinação variando entre 25° próximo a crista e 45° em meia encosta. A área destacada na figura 1 está inserida numa Área de Interesse Ambiental (AIA), onde na teoria é proibida qualquer construção e modificação antrópica, tal como escavações para construção de moradias.



Figura 1. Visão geral do bairro São Benedito. Em destaque, área de estudo. Fonte: PMV/Secretaria de Fazenda/2007 modificado.

O trecho de encosta a montante do Beco São Cosme e Damião, local da análise de estabilidade neste artigo, foi palco de dois escorregamentos ocorridos no ano de 2005 (figuras 2, 3 e 4).



Figura 2. Visão frontal da vertente sul do morro São Benedito. Em destaque, as duas cicatrizes de escorregamentos ocorridos no ano de 2005. Fonte: Projeto MAPENCO.



Figura 3. Visão lateral da cicatriz do escorregamento ocorrido no ano de 2005. Fonte: Projeto MAPENCO.



Figura 4. Visão de montante para jusante da cicatriz de escorregamento ocorrido no ano de 2005. Fonte: Projeto MAPENCO.

Após estes escorregamentos, não foram observadas novas feições de instabilidade na encosta. As cicatrizes geradas nos escorregamentos ocorridos em 2005 já não se destacam tanto na encosta devido ao crescimento de vegetação e o lançamento de aterro, oriundo de escavações para assentamento de moradias e para melhoria das condições de acessibilidade dos moradores. Nas imediações da encosta não existem obras de contenção, para o disciplinamento das águas pluviais ou acessos formais.

## 2. MÉTODO

### 2.1 CRITÉRIO PARA SELEÇÃO E LOCAÇÃO DAS INVESTIGAÇÕES E ENSAIOS GEOTÉCNICOS

Os ensaios, juntamente com as investigações geotécnicas, têm como objetivo principal fornecer a caracterização e as relações entre as unidades geológico-geotécnicas. Os ensaios de laboratório fazem parte do refinamento e ratificação das informações obtidas no campo e foram obtidos através do estudo realizado por Souza (2012). Os ensaios e as infestações geotécnicas executados para estudo do escorregamento foram: sondagem mista, sondagem a trado, densidade *in situ* – cilindro cravação, análise granulométrica, massa específica real dos grãos, limites de Atterberg e cisalhamento direto.

A definição dos locais para a realização dos ensaios de campo teve como objetivo a extração do máximo de informações das áreas afetadas e não afetadas pelos movimentos de massa. A locação das sondagens mistas obedeceu a posição geográfica das cicatrizes e também a extração de informações da parte do talude que não foi mobilizada no movimento da massa.

No talude do morro São Benedito foram determinados dois locais para execução das sondagens mistas (SM1 e SM2) e ambas sondagens foram executadas na crista do talude, no local de um dos escorregamentos e vizinho a este, ou seja, num local não afetado pelo movimento de massa. A locação destas sondagens, distantes 40 m, apresentou os horizontes na crista do talude e determinou a resistência à penetração do solo na área afetada e não afetada pelo escorregamento.

Através da sondagem a trado foram coletadas as amostras deformadas nas profundidades especificadas. A definição das camadas a serem coletadas foi baseada na mudança de resistência (N), e no reconhecimento do material retirado no amostrador (através da sua granulometria e tonalidade). A descrição dos horizontes a partir da sondagem a trado também serviu para refinar o conhecimento sobre as unidades geológico-geotécnicas.

A coleta de amostras indeformadas foi condicionada pelas sondagens, que estabeleceram as unidades geológico-geotécnicas ou o horizonte passível de ser mobilizado no escorregamento.

A determinação dos parâmetros de resistência através do ensaio de cisalhamento direto, foram realizados à partir das amostras indeformadas. A coleta dos blocos indeformados, de forma aproximadamente cúbica com 40 cm de aresta, foi realizada em poço de inspeção (PI) de 1,20 m de lado. Ao longo do processo de escavação dos poços, também foi realizada a definição da densidade do material *in situ*, através do método do cilindro de cravação.

O ensaio de granulometria foi realizado com e sem a utilização do defloculante. A realização da análise granulométrica sem a presença de defloculante tem por objetivo reproduzir as características originais do solo *in situ*, quanto a sua distribuição granulométrica.

A execução do ensaio de cisalhamento direto na umidade higroscópica e saturada obteve os parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito) nas condições extremas de estabilidade, ou seja, na umidade natural e em condições de saturação próximo a 100%.

## 2.2 ANÁLISES DE ESTABILIDADE

A determinação do fator de segurança foi realizada através do programa Slope/W da Geo- Slope International. Para determinação do atual fator de segurança, através do método do equilíbrio limite, foram determinados os seguintes parâmetros geotécnicos: ângulo de atrito, coesão e o peso específico *in situ* do material mobilizado, juntamente com a geometria dos taludes. São analisadas as condições de ruptura em solo na umidade higroscópica e saturada, com os parâmetros obtidos através do ensaio de cisalhamento direto.

O método Morgenstern e Price (1965) é adotado para as análises de estabilidade neste artigo devido a sua precisão e consideração de forças entre fatias, tanto normal como de cisalhamento (GEOSTUDIO, 2008). Para cada análise de estabilidade são definidas as cinco superfícies de rupturas que apresentam os menores fatores de segurança, com o objetivo de comparar as similaridades e/ou discrepâncias visualizadas, permitindo assim um detalhamento maior da acurácia do fator de segurança e da superfície de ruptura gerada.

## 2.3 DETERMINAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA

Para determinação do fator de segurança mínimo é utilizada como referência a NBR11682 que versa sobre a Estabilidade de Encostas e “prescreve os requisitos exigíveis para o estudo e controle da estabilidade de encostas e de taludes resultantes de cortes e aterros realizados em encostas” (ABNT, 2009). A norma estabelece o fator de segurança mínimo através da possibilidade de perdas de vidas

humanas e de danos materiais e ambientais. O critério estabelece um nível baixo, médio ou alto para cada uma das análises.

O trecho de encosta onde se encontra o talude a ser analisado no morro São Benedito é enquadrado como “Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas”. Justifica-se a escolha do critério, por se tratar de área residencial e habitada, porém, com número reduzido de habitações (três no total e todas as montante) e ausência de tráfego de carros, somente raros pedestres. O nível médio é atribuído para o talude analisado, em termos de segurança desejado contra a perda de vidas humanas.

Para o enquadramento do morro São Benedito considera-se o valor reduzido das edificações próximas à encosta, que são constituídas de moradias de madeira ou alvenaria mal-acabada e construídas precariamente. Desta maneira, o talude é enquadrado no nível baixo. A atribuição do nível médio e baixo para perda de vidas humanas e danos materiais ambientais, respectivamente, para o bairro São Benedito determina em 1,3 o fator de segurança mínimo.

Cabe ressaltar, que o valor mínimo do fator de segurança atribuído com base na NBR 11682 deve ser válido para a pior situação de estabilidade, ou seja, para presença de NA e/ou na condição saturada.

### 3. RESULTADOS

Na sondagem SM2, nos primeiros 8,68 m, os resultados apresentam a mesma variação de material do ponto SM1, ou seja, aterro composto por argila arenosa. É notada a diferença no valor de N, superior no perfil SM2 (variando entre 22 e 26 golpes). Os dois primeiros metros de alteração de rocha, alcançado com 8,68 m de perfuração, tiveram N superior a 28 golpes, chegando a 30/10, com 11 m (figura 5).

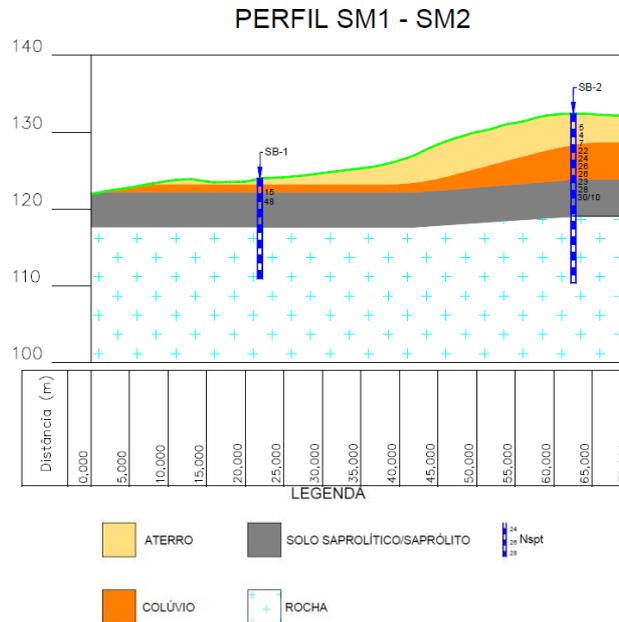


Figura 5. Perfil transversal da crista do talude entre as sondagens mistas.

A rocha que compõe a base da encosta é de natureza granítica e está dentro do contexto geológico da Suíte Espírito Santo. A rocha sã apresenta um alto índice de recuperação, superior a 95% que, aliado ao RQD de 100%, em ambas as sondagens, indica um maciço com raras discontinuidades. As cotas iniciais e finais do aterro e colúvio são apresentados na tabela 1. A partir da execução das sondagens a trado foram retiradas as amostras deformadas para realização da análise granulométrica e dos ensaios de limites e massa específica dos grãos. Juntamente com a execução da sondagem a trado, foram realizadas as retiradas de amostras indeformadas em poços de inspeção e realizada a amostragem para determinação do peso específico *in situ*, através da cravação de cilindro. A retirada das amostras deformadas e indeformadas ocorreram nos mesmos pontos das sondagens SM1 e SM2. Para a retirada dos 4 blocos indeformados, foram abertos poços de inspeção no mesmo ponto de realização da sondagem SM2 (figuras 6 e 7). A figura 8 apresenta o perfil de aterro no ponto de sondagem SM1 sobreposto ao colúvio.

A análise granulométrica realizada nas duas amostras do furo SM1, sem defloculante, apresenta diferenças na sua classificação. Em ambas as amostras ocorrem um acréscimo da fração de finos de 15,26 e 10,24%, quando comparada com o ensaio com defloculante.

(tabelas 2 e 3).

Os valores de IP de ambas as amostras sinalizam para materiais altamente plásticos, segundo a classificação descrita na tabela 4. Os valores dos pesos específicos *in situ* e seco apresentam similaridade e o teor de umidade teve um acréscimo de 35% no nível mais profundo.

Nas duas amostras retiradas do furo SM2, os horizontes apresentam a mesma classificação quanto à granulometria, no ensaio sem defloculante (areia siltosa com pedregulho) e no ensaio com defloculante (argila areno-siltosa com pedregulho). No resultado do ensaio granulométrico destaca-se a presença da fração Silte três vezes superior mais profundo no horizonte superficial em relação ao horizonte mais profundo, ou seja, 27 e 8%, respectivamente.

Os valores de IP do material que representa o nível mais profundo é 30% superior ao nível superficial. Os valores relativos aos pesos específicos e a umidade não apresentaram grande variação entre os níveis.

Os valores de permeabilidade obtidos através do método de carga variável são apresentados na tabela 5.

Tabela 1. Cotas iniciais e finais das unidades Geológico- Geotécnicas baseadas na sondagem SM2.

Unidade Geológico- Geotécnica	Classificação granulométrica	Cota (m)	
		Inicial	Final
Aterro com presença de lixo	Argila areno- siltosa corr pedregulho	132,41	130,76
Aterro lançado	Argila areno- siltosa corr pedregulho	130,76	129,46
Aterro composto de areia (camada)	-	129,46	127,96
Colúvio	Argila areno- siltosa corr pedregulho	127,96	127,06



Figura 6. Localização das sondagens mistas executadas no bairro São Benedito.

Fonte: PMV/Secretaria de Fazenda (2007) /modificado.



Figura 7. Retirada de bloco indeformada do horizonte composto por aterro lançado.



Figura 8. Em destaque, lente de areia que separa o aterro, com 2,95 m de espessura, do Colúvio.

Tabela 2. Resultados das análises granulométricas sem defloculante.

Local		Argila	Silte	Areia	Pedregulho
SM1	topo	0	24,50	65,50	10,00
	base	12,00	15,90	59,90	12,20
SM2	topo	0	27,00	67,20	5,80
	base	0	8,00	86,00	6

Tabela 3. Resultados das análises granulométricas com defloculante.

Local		Argila	Silte	Areia	Pedregulho
SM1	topo	26,10	13,61	50,27	9,97
	base	25,82	12,32	49,23	12,63
SM2	topo	42,93	10,36	40,96	5,75
	base	45,26	5,36	43,58	5,79

Tabela 4. Resultados das análises de limites, peso específico *in situ* e unidade.

Local		Argila	Silte	Areia	Pedregulho
SM1	topo	26,10	13,61	50,27	9,97
	base	25,82	12,32	49,23	12,63
SM2	topo	42,93	10,36	40,96	5,75
	base	45,26	5,36	43,58	5,79

Tabela 5. Valores da permeabilidade através do ensaio de carga variável.

Unidade Geológica- <u>Geotécnica</u>	Permeabilidade <u>(m/s)</u>
Aterro	$1,96 \times 10^{-5}$
Colúvio	$2,14 \times 10^{-5}$

As amostras apresentaram a permeabilidade de solo arenoso, conforme classificação da tabela 6.

Tabela 6. Valores típicos do coeficiente de permeabilidade, segundo Pinto (2000).

Tipo de solo	k (m/s)
Argilas	$< 10^{-9}$
Siltes	$10^{-6}$ a $10^{-9}$
Areias argilosas	$10^{-7}$
Areias finas	$10^{-5}$
Areias média	$10^{-4}$
Areias grossas	$10^{-3}$

Os resultados do ensaio de permeabilidade em carga variável, oriundos de amostras indeformadas, apresentaram características de solos arenosos finos para ambas as amostras, quando se associa o valor do coeficiente de permeabilidade a uma fração granulométrica. O valor de permeabilidade praticamente igual para aterro e para solo coluvionar aponta para um solo com estrutura argilosa floculada, permitindo assim a rápida passagem de água entre os interstícios, similar a um solo com características arenosas. Para o aterro, o alto índice de vazios também é gerado pelo material lançado e pela heterogeneidade das suas partículas, podendo incluir lixo orgânico e inorgânico.

Para realização do ensaio de cisalhamento direto todas as 2 amostras indeformadas (aterro e colúvio) foram submetidas às condições de umidade higroscópica e saturação, perfazendo um total de 4 ensaios.

A tabela 7 apresenta os valores da coesão e ângulo de atrito das amostras analisadas. É possível notar que os valores da coesão apresentam decréscimo, em condição saturada, variando entre 89 e 91%, em relação à condição higroscópica. O ângulo de atrito na condição higroscópica supera em mais de 26% os valores na condição saturada.

Ainda na condição higroscópica, ou seja, na melhor condição de estabilidade, a coesão do aterro e do colúvio são 59,0 e 93,5 kPa, respectivamente. O valor substancialmente mais elevado da coesão no colúvio pode mostrar a diferença na formação destas unidades geológico-geotécnicas (aterro lançado e colúvio) através de uma melhor estruturação do colúvio e a eventual presença de constituintes não terrosos no aterro, ou seja, lixo.

Tabela 7. Síntese das informações sobre os resultados dos ensaios de cisalhamento direto nas condições higroscópicas (H) e saturadas (S).

Unidade Geológica- Geotécnica	Coesão (kpa)		Atrito ( $^{\circ}$ )	
	H	S	H	S
Aterro	59,0	6,3	43,2	26,9
Colúvio	93,5	8,1	41,9	31,2

Os parâmetros geotécnicos oriundos do ensaio de resistência ao cisalhamento mostram que em condições saturadas, o aterro e o Colúvio apresentam comportamento similar.

#### 4. ANÁLISE DE ESTABILIDADE

A análise de estabilidade será resumida na determinação do fator de segurança nas condições atuais, juntamente com a apresentação dos condicionantes dos movimentos de massa ocorridos no morro São Benedito.

A determinação do fator de segurança é pautada nas condições extremas de estabilidade, ou seja, na condição higroscópica e na saturada, servindo como base os dados oriundos do ensaio de cisalhamento direto.

Os escorregamentos ocorridos em 2005 não apresentaram uma profunda cicatriz de ruptura. Durante levantamento de campo na época do escorregamento, estimou-se esta superfície em 2 m de profundidade na crista do talude. É possível notar duas cicatrizes entre os dois pontos de sondagem.

Essencialmente, o horizonte mobilizado foi o aterro. Não foram observadas evidências de mobilização de horizontes do colúvio, solo saprolítico ou saprólito, como também não foi exposto o maciço rochoso.

Foi notada a presença de trinca de tração no acesso entre as sondagens. A trinca não se apresenta profunda e a princípio somente está presente no aterro lançado.

O perfil côncavo da encosta a montante do acesso atingido por escorregamento, sugere a convergência de água pluvial para a crista do escorregamento. Portanto, a saturação do terreno onde ocorreu o escorregamento pode ter a contribuição da dinâmica de escoamento de água pluvial da encosta a montante.

Outro fator que deve ser considerado nesta análise é o elevado índice de vazios do aterro, oriundo da falta de adensamento deste material, que propicia a percolação e saturação de água neste horizonte. A intervenção antrópica no acesso, através da instalação de manilhas para condução do esgoto pode ter contribuído para a saturação do terreno. Desta maneira, o encaixe entre as manilhas estaria prejudicado devido ao recalque do solo, mostrando um forte indício de movimentação e causando o rompimento, proporcionando o vazamento de água servida no solo.

A análise de estabilidade foi determinada considerando-se somente as unidades geológico-geotécnicas aterro e colúvio. A medida de impor a análise de estabilidade uma ruptura localizada somente no aterro e no colúvio é substanciada por dois motivos: a falta de ensaios para determinar a resistência das unidades solo saprolítico e saprólito e a não mobilização de nenhuma das duas unidades supracitadas no escorregamento ocorrido em 2005.

Na ausência de dados relativos ao ângulo de atrito e coesão do solo saprolítico e saprólito, ambos foram considerados como *bedrock* na análise de estabilidade. São determinadas as cinco superfícies de ruptura que mais se aproximam da otimizada, e o menor valor do FS é apresentado na tabela 8.

Tabela 8. Resultados da determinação de fator de segurança com base nos ensaios de cisalhamento direto nas condições higroscópicas (H) e saturadas (S) pelo método Morgenstern e Price (1965).

Ensaio	Condição	Fator de segurança
Cisalhamento	H	6,3
Direto	S	1,6

Para ambas as unidades geológico-geotécnicas, são marcantes o decréscimo do valor da coesão e o imediato reflexo no fator de segurança entre a condição higroscópica e saturada. Na condição higroscópica e saturada, para os dados provenientes do ensaio de cisalhamento direto, se observa uma brusca redução no fator de segurança de 74,92%.

A perda de coesão também é refletida na profundidade atingida pela superfície de ruptura 6 e 3 m, para a condição higroscópica e saturada, respectivamente. Foi observada, através dos parâmetros obtidos no ensaio de cisalhamento direto na umidade higroscópica, uma superfície de ruptura mais profunda em valores de coesão mais elevados. Quando se compara a mobilização do aterro e colúvio, constata-se que na condição saturada estes horizontes foram os menos mobilizados.

Devido à ausência do NA, determinada pela sondagem mista, não foi testada a presença de água no interior do talude.

De acordo com o método estabelecido pela NBR 11682, as condições atuais do talude exigem um fator de segurança mínimo de 1,3. O menor valor de fator de segurança obtido, ou seja 1,6, satisfaz o preconizado em norma.

O elevado valor do fator de segurança na condição higroscópica mostra que apesar de todas as modificações antrópicas ocorridas, o material se mostra estável, devido, principalmente a condição de coesão, oriunda da sucção desenvolvida pela condição de não saturação.

Os valores de RQD e de recuperação na sondagem rotativa no morro São Benedito indicam que pode haver acumulação de água no contato rocha/saprólito, devido aos altos valores encontrados para ambos, tornando quase nula a infiltração de água através das discontinuidades. Caso o saprólito se apresente permeável e susceptível a perda de coesão pode, neste contato, criar-se uma superfície de ruptura. A não execução de ensaios de resistência no horizonte relativo ao solo saprolítico e ao saprólito impuseram uma análise de estabilidade com determinação de superfície de ruptura que não atingisse estas duas unidades geológico-geotécnicas. A superfície de ruptura, imposta nesta análise de estabilidade, foi determinada através de levantamento de campo na época do escorregamento (figuras 9 e 10).

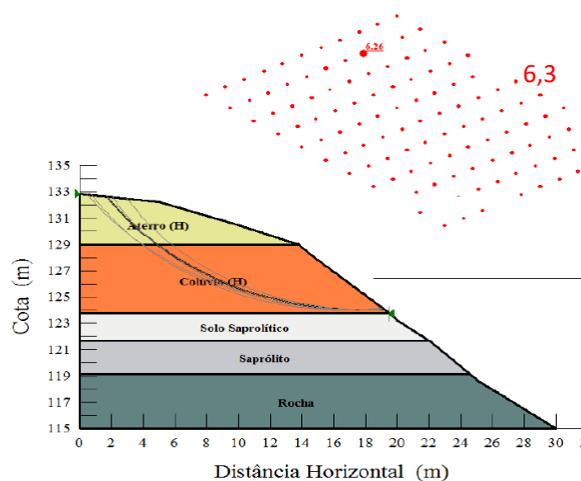


Figura 9. Superfícies de ruptura obtidas através dos parâmetros geotécnicos da condição higroscópica.

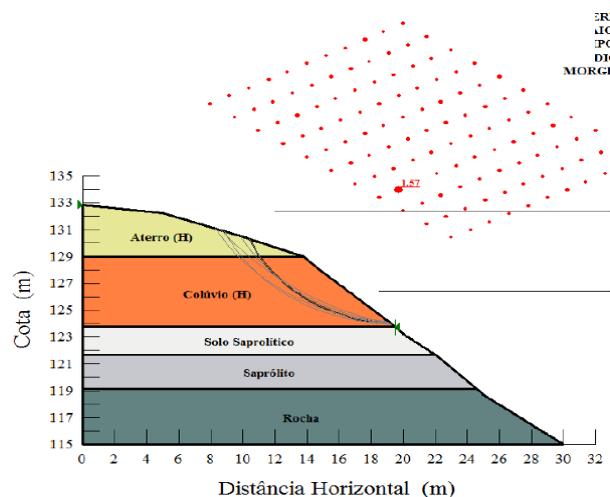


Figura 10. Superfícies de ruptura obtidas através dos parâmetros geotécnicos da condição saturada.

Em linhas gerais, foi confirmado pela análise de estabilidade que o escorregamento que venha mobilizar o aterro e o colúvio apresenta fator de segurança que garante as condições de estabilidade no talude analisado. O elevado valor do fator de segurança em condições higroscópicas obtido através do ensaio de cisalhamento direto prova a determinante atuação da água no processo de instabilização.

O valor do fator de segurança determinado neste estudo também corrobora que uma atuação eficaz na urbanização, principalmente no disciplinamento das águas pluviais, determina condições seguras para implantação de moradias, mesmo na presença de aterros lançados. Porém, por se tratar de área não urbanizada e com alterações antrópicas constantes, o fator de segurança pode decrescer e tornar a área com risco para os moradores em decorrência da ausência de disciplinamento da ocupação e urbanização. Cabe destacar, que a atuação da municipalidade na urbanização de assentamentos precários diminuiu drasticamente os escorregamentos e comprova a eficácia deste tipo de intervenção.

## AGRADECIMENTOS

Ao Engenheiro Juscelino Alves dos Santos, da Secretaria de Obras da Prefeitura Municipal de Vitória, pela execução das sondagens.

A Joseanny Gomes Poltronieri Pereira, da Secretaria de Fazenda da Prefeitura Municipal de Vitória pela disponibilização das ortofotos e o levantamento topográfico da área de estudo.

A CAPES pela concessão da bolsa para realização deste estudo.

Ao revisor pelas valiosas sugestões para melhoria deste artigo.

## REFERÊNCIAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, RJ. 39p.

Geostudio. (2008). Stability Modeling with SLOPE/W 2007 Version. An Engineering Methodology. Fourth Edition, November, 2008.

Machado Filho, L., Ribeiro, M.W., Gonzales, S.R., Schemini, C.A., Santo Neto, A., Palmeira, R.C.B., Pires, J.L., Teixeira, W., Castro, H.E. Geologia. In: Projeto RADAMBRASIL, Folhas SF-23/24 - Rio de Janeiro/Vitória. Rio de Janeiro: Ministério das Minas e Energia, 1983. v.32, p. 29-304.

Morgenstern, N. R. e Price, V. E. (1965). The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces, *Géotechnique*, v.15, march, p.79-93.

Souza, J.M. (2012). Abordagem qualitativa e quantitativa de encostas urbanas aplicada a dois taludes no município de Vitória. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Núcleo de Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 214 p.

# Capítulo 13

## AVALIAÇÃO DA ERODIBILIDADE DE MISTURAS SOLO – RCC PARA CAMADA DE COBERTURA E PROTEÇÃO DE TALUDES

*Ana Luiza Caovila KAiber (Universidade do Estado de Mato Grosso)*

*Eduardo Rosendo Lucena (Universidade do Estado de Mato Grosso)*

*Ana Elza Dalla Róza (Universidade do Estado de Mato Grosso)*

*Raul Tadeu Lobato Ferreira (Universidade do Estado de Mato Grosso)*

*Flávio Alessandro Crispim (Universidade do Estado de Mato Grosso)*

*Augusto Romanini (Universidade do Estado de Mato Grosso)*

**Resumo:** Este trabalho avaliou o efeito da erodibilidade de um solo da região de Sinop - MT para aplicação em camadas de cobertura e proteção de taludes através do ensaio de Inderbitzen. Visando reduzir a erodibilidade do solo, foi proposta a adição de RCC (Resíduo da Construção Civil) ao solo. As amostras ensaiadas foram as de solo puro (M01), solo com adição de 25% de RCC (M02) e solo com adição de 50% de RCC (M03). O estudo foi realizado com amostras compactadas no teor de umidade ótimo (wot) e na Energia Proctor Normal. Parte das amostras não foram submetidas à imersão e parte foram submetidas à imersão parcial e total, com o objetivo de simular três situações distintas que podem ocorrer em campo. Foi construído o equipamento para a execução do ensaio de Inderbitzen, que avalia em laboratório. O aparelho foi confeccionado utilizando placas de acrílico de 0,5 cm de espessura, que foram cortadas e coladas na montagem no equipamento. Foi possível verificar também que a adição do resíduo acarretou no aumento da erodibilidade das amostras, caracterizando um

comportamento erodível principalmente na condição de imersão total. Portanto, a aplicação do RCC para o solo ensaiado foi considerada inadequada.

PALAVRAS-CHAVE: Erodibilidade, Inderbitzen, Solo-RCC.

## 1. INTRODUÇÃO

A execução de corte e aterros acarreta, na maioria dos casos, o surgimento de taludes. Esses taludes estão sujeitos a ações externas e internas que afetam a sua estabilidade (GEORIO, 2000).

Um dos agentes que afetam em seu comportamento é a água. A ação da água pode atuar tanto aumentando as poropressões, com a elevação do lençol freático, quanto causando erosões na camada superficial do aterro, devido à precipitação. Da camada de proteção, espera-se que ela seja resistente às solicitações que são impostas pela ação da água no âmbito externo, conhecida popularmente como erosão. Esta erosão pode tornar o aterro instável ou até mesmo levá-lo a ruptura (GERSCOVICH, 2012).

Esta camada superficial pode ser constituída pelo mesmo material que compõe o aterro/corte ou ser confeccionada. Esta camada pode ser natural (vegetação) ou artificial (concreto ou geossintético). Outra alternativa é a utilização de estruturas mistas, que podem ser constituídas de materiais naturais e artificiais, como geossintético e grama, ou mistura de solo com outros materiais (GEORIO, 2000).

A criação de mistura de solo com outros materiais tem se apresentado interessante, pois na maioria dos casos tem-se um material com qualidades que o solo natural não tinha. Esse processo de estabilização já foi estudado com diversos aditivos em dois solos da região de Sinop – MT. Uma das misturas que se têm mostrado interessante é a adição de Resíduos de Construção Civil (RCC) em solos visando alterar as suas características.

A mistura solo – resíduo de construção civil é interessante pois propõe a reutilização de um material que ainda pode ter um valor agregado e que é gerado constantemente. Analogamente a esse processo, existe uma preocupação ambiental que se caracteriza pela grande quantidade de resíduo produzido, pela falta de um local adequado para a disposição do mesmo e pelo grande volume que é ocupado na sua disposição.

O processo erosivo é muito complexo, possuindo diversos fatores condicionantes. Conciani (2008) avaliou e dividiu esses fatores em: granulometria, limites de liquidez e plasticidade, sucção, forma da encosta, pedologia, permeabilidade, cobertura, ação antrópica e compactação. Todos esses fatores influenciam no processo erosivo de um solo, porém, do ponto de vista geotécnico, apenas alguns deles possuem maior relevância

A granulometria influi diretamente nos processos erosivos, sendo assim, uma das propriedades mais estudadas. Conciani (2008) afirma que solos como siltes e areias finas e com pouca quantidade de argila são os mais suscetíveis a erosão. Isso se dá, basicamente, pela ausência de coesão na resistência

ao cisalhamento destes solos. Solos de características argilosas e siltosas têm valores de coesão maiores e, portanto, são mais resistentes à erosão.

A sucção, segundo Conciani (2008), é um valor de poro-pressão negativa decorrente da insuficiência de água para saturar o solo. Em outras palavras, é a energia que um elemento poroso exerce para absorver água do solo. Quanto maior a sucção de um solo, maior a sua resistência ao cisalhamento. Apesar de mais resistentes, esses solos são os mais suscetíveis a erosão, pois a entrada de água em sua estrutura faz com que ocorra uma perda de resistência de forma abrupta.

No meio geotécnico a erodibilidade é avaliada por meio de métodos empíricos, como o método da USLE (Equação Universal de Perda de Solo) e ensaios de laboratório, tais como ensaios de caracterização física (granulometria e índices de consistência), desagregação por imersão, pin hole e o de Inderbitzen.

Existem diversos ensaios para se determinar a erodibilidade de um solo. Todos eles visam identificar características do solo e proporcionam informações para o entendimento destas características. Os resultados destes ensaios, permitem propor soluções viáveis e de cunho sustentável para problemas que envolvem a erodibilidade do solo e os processos erosivos.

O ensaio de Inderbitzen, desenvolvido em 1961, constitui-se de um aparelho simples que simula, em laboratório, as condições em que a erosão ocorre em campo e que avalia a erodibilidade através do escoamento superficial, inclinação e teor de umidade da compactação da amostra. Esse aparelho foi inicialmente constituído de uma rampa em que uma amostra de solo é colocada sob a mesma e, na parte superior, existe um reservatório que escoar a água por toda a superfície da rampa.

Portanto, o objetivo deste trabalho foi avaliar a perda de massa de um solo puro típico da região e também de misturas com adição de RCC através de ensaios com o equipamento de Inderbitzen.

## 2. MATERIAIS E MÉTODOS

### 2.1 MATERIAIS

Os materiais utilizados foram um solo local e o resíduo de construção civil, além do equipamento de Inderbitzen.

## 2.1.1 SOLO

O solo utilizado neste trabalho é comumente conhecido como “amarelo”, e foi coletado em um trecho de uma estrada vicinal do município de Sinop, MT, em um ponto situado a cerca de 500 metros do eixo da rodovia MT – 423, nas coordenadas geográficas 11°45'29.3"S 55°22'31.9"W.

A coleta foi feita no segundo semestre do ano de 2014, a uma profundidade entre 0,60 e 1,00 m. Após a coleta, o material foi levado ao Laboratório de Engenharia Civil da UNEMAT. O solo foi seco ao ar, peneirado na peneira de 4,8 mm (nº 4) e armazenado em tambores metálicos.

O solo é de cor amarela e apresenta classificação AASHTO – TRB como A-6(7) e comportamento silte argiloso, na metodologia MCT o mesmo classificação LA' - LG' (comportamento laterítico)

## 2.1.2 RESÍDUO DE CONSTRUÇÃO CIVIL

Os resíduos de construção civil foram coletados em obras do município de Sinop. Os resíduos foram britados de forma mecânica, utilizando um britador disponibilizado por uma empresa local. O RCC triturado é composto basicamente de sobras de argamassa e blocos cerâmicos. A escolha da faixa granulométrica seguirá a utilizada por Alves e Benatti (2015), ou seja, a fração areia, o intervalo utilizado é do passante na peneira nº 10 (2,00 mm) até o retido na peneira nº 200 (0,076 mm) conforme a ABNT (1984c).

## 2.1.3 EQUIPAMENTO DE INDERBITZEN

Para o ensaio de Inderbitzen, o aparelho utilizado seguiu a proposta de IDE (2009), conforme a figura

1



Figura 1. Aparelho de Inderbitzen. Itens: A: Suporte para mangueira de alimentação; B: Molde padrão; C: Base com angulação ajustável; D: Rampa do aparelho; E: Placa de regulagem de vazão e altura da lâmina de água; F: Suporte para o molde.

Fonte: Os autores, 2017.

O aparelho da Figura foi confeccionado utilizando placas de acrílico de 0,5 cm de espessura, cortadas e coladas para formar a rampa e o canal de escoamento. As paredes da rampa têm altura de 5,0 cm, assim como a placa de regulagem de vazão e a altura da lâmina de água. A rampa tem dimensões de 60,00 cm x 20,00 cm. O centro da amostra está localizado a 36,50 cm do início do fluxo.

O recorte para o encaixe da amostra possui diâmetro externo de 11,00 cm, uma vez que o molde possui diâmetro interno de 10,00 cm e altura de 5,00 cm.

A vazão foi medida por uma estrutura auxiliar com registro e rotâmetro, conforme a Figura 2.



Figura 2. Rotâmetro utilizado para controlar a vazão durante o ensaio.

Fonte: Os autores,2017

## 2.2 MÉTODOS

### 2.1.1 PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS

Com o solo e o RCC foram confeccionadas 3 misturas, denominadas M01, M02 E M03. A Mistura M01 é composta apenas de solo, a Mistura M02 possui 75% Solo e 25% RCC e a Mistura M03 é composta por 50% Solo e 50% RCC. Todas as adições foram feitas em função da massa seca do solo.

As misturas M01, M02, M03 e o RCC, respectivamente e, posteriormente, foram caracterizadas, através dos ensaios de determinação do limite de liquidez (ABNT, 1984a), determinação do limite de

plasticidade (ABNT,1984b) e análise granulométrica (ABNT, 1984c). Os parâmetros de compactação utilizados foram obtidos por Alves e Benatti (2015) utilizando a Energia Proctor Normal.

## 2.1.2 ENSAIO DE INDERBITZEN

Para estas misturas, além dos ensaios realizados no item 2.1.1, foram conduzidos os Ensaios de Inderbitzen. As amostras foram compactadas no teor de umidade ótimo obtido através do ensaio de compactação.

Foram confeccionadas 27 amostras, para cada mistura foram compactadas um total de 9 amostras que foram separadas em três casos: caso A, caso B e caso C. As 3 amostras que não foram submetidas a imersão correspondem ao caso A, as 3 amostras que foram submetidas a imersão parcial são analisadas no caso B e as outras 3 que foram submetidas a imersão total, são o caso C.

A imersão parcial ocorreu de maneira com que o corpo de prova ficasse imerso até a metade da sua altura pelo tempo de 15 minutos. No processo de imersão total, a água cobriu totalmente o corpo de prova, também pelo tempo de 15 minutos.

O solo e as misturas foram moldados em um molde padrão, conforme a

Figura 3.



Figura 3. Corpo de prova compactado.

Fonte: Os autores, 2017.

Após este processo deu-se início aos ensaios de erodibilidade, por meio dos ensaios de Inderbitzen.

## 2.1.3 ENSAIO DE INDERBITZEN

Para o ensaio de Inderbitzen Normal, a amostra foi colocada próxima ao fundo. O fluxo de água foi ligado e a amostra ficou disposta de uma maneira que a sua superfície permaneça no mesmo nível em que a rampa. A altura da lâmina de água foi obtida em função da vazão estabelecida no momento do

ensaio. Esta altura também pode ser obtida por meio da Equação 1, onde  $h$  é altura da lâmina de água,  $Q$  é a vazão,  $v$  é a velocidade do fluxo e  $L$  a largura da rampa.

$$h = \frac{Q}{v \times L} \quad (1)$$

Por se tratar da primeira avaliação, optou-se por realizar o ensaio utilizando a inclinação de  $20^\circ$  proposta por Freire (2001) e utilizada por Grandó (2011). A inclinação da rampa pode ser ajustada diretamente no equipamento.

A vazão escolhida foi fixada em 50 mL/s, conforme proposto por Ide (2009) e corresponde a uma precipitação de 28 mm em 30 minutos no município de Bauru - SP, porém a escolha da mesma vazão se justifica pelo fato de diversos autores a utilizarem e ainda ser a vazão que proporciona o melhor desempenho do equipamento.

O ensaio foi baseado no proposto por Campos (2014), onde cada amostra foi submetida um fluxo de água por cerca de 30 minutos e o material erodido foi coletado nos intervalos decorridos de 1, 5, 10, 15 e 30 minutos, sem pausa durante as coletas. O material coletado foi armazenado em recipientes limpos e secos, onde foram separados o solo da água em um conjunto de peneiras de malhas nº 50 (0,297 mm) nº 100 (0,150 mm), e nº 200 (0,074 mm) e posteriormente secos em estufa e pesados.

Na Figura 4 é apresentado um ensaio em andamento no equipamento.

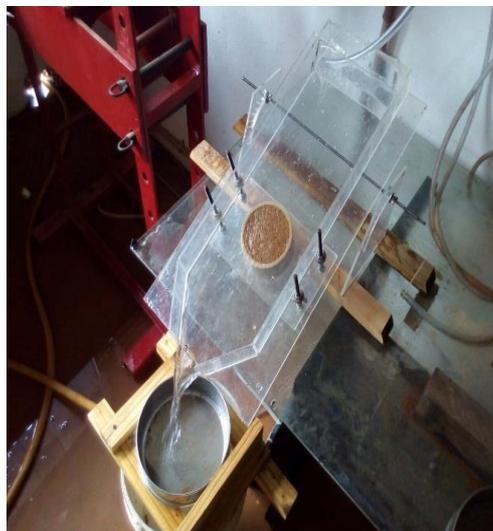


Figura 4. Ensaio de Inderbitzen em andamento.

Fonte: Os autores, 2017.

Com os resultados da etapa anterior, foi medida a perda em peso de solo seco erodido com relação a área da amostra e o tempo de fluxo, obtendo-se assim, gráficos expressos em perda acumulada de solo ( $\text{g}/\text{cm}^2$ ) por tempo (minutos).

Segundo Conciani (2008), o fator de erodibilidade K é obtido pela equação 2:

$$K = \frac{M_s}{A \times t \times S} \quad (2)$$

Onde:

K = Fator de erodibilidade;

$M_s$  = Massa de solo seco perdido no ensaio (g);

t = Tempo de ensaio (minutos);

A = Área da amostra ( $\text{cm}^2$ );

S = Tensão hidráulica cisalhante atuando na amostra (Pa).

O cálculo da tensão hidráulica cisalhante (S) da amostra, calculada por meio da Equação 3:

$$S = \gamma_w \times H \times \cos \alpha \quad (3)$$

Onde:

S = Tensão hidráulica cisalhante atuando na amostra;

$\gamma_w$  = Peso específico da água;

H = Altura da lâmina d'água atuando sobre a amostra;

$\alpha$  = Ângulo de inclinação da calha (em relação à horizontal).

Segundo Bastos (1999), solos mais erodíveis apresentam valores de K na condição de umidade natural superiores a  $0,1 \text{ g}/\text{cm}^2/\text{min}/\text{Pa}$  e solos mais resistentes a erosão apresentam valores inferiores a  $0,001 \text{ g}/\text{cm}^2/\text{min}/\text{Pa}$ , conforme ilustra a Tabela 3.

Tabela 3. Índices de erodibilidade segundo o parâmetro K.

Índice de Erodibilidade	Valores de K
Baixa Erodibilidade	$K < 0,1$
Média Erodibilidade	$0,1 < K < 10$
Alta Erodibilidade	$K > 10$

Fonte: Adaptado de Bastos, 1999.

## 3. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Os valores obtidos através dos ensaios são apresentados a seguir.

### 3.1 ENSAIOS PRELIMINARES

Foram realizados também ensaios de granulometria e de limites de consistência (LL e LP) para o solo puro e para cada uma das misturas. A caracterização geotécnica para as três misturas analisadas é apresentada pela Tabela 4.

Tabela 4. Caracterização geotécnica das misturas.

Mistura	AG (%)	AM (%)	AF (%)	S+A (%)*	LL (%)	LP (%)	IP (%)
M01	7	37	17	39	38	25	13
M02	10	39	21	30	30	20	9
M03	18	36	18	28	24	NP	-
RCC	21	53	12	14	NL	NP	-

Nota: \* Classificação segundo a ABNT (1995): areia grossa - AG ( $0,60 \leq \varphi < 2,00$  mm), areia média - AM ( $0,20 \leq \varphi < 0,60$  mm), areia fina - AF ( $0,06 \leq \varphi < 0,20$  mm) e silte + argila - S+A ( $\varphi \leq 0,074$  mm). Limite de liquidez - LL, Limite de plasticidade - LP, Índice de plasticidade - IP. Não líquido - NL, Não plástico - NP. Fonte: Os autores, 2017.

### 3.2 ENSAIO DE INDERBITZEN

Os ensaios realizados no aparelho de Inderbitzen, simulam em laboratório as condições de saturamento do solo após uma chuva, onde a água deixa de infiltrar e passa a correr como um escoamento laminar pela superfície do solo, caso retratado no caso A.

Repetiu-se a mesma forma de análise quanto aos outros tipos de processos em que as misturas foram submetidas.

Observa-se na Figura que o solo sem adição de RCC (M01) tem o melhor comportamento na situação sem imersão. Nesta situação a M02 e a M03 apresentam perdas de massa por tempo de ensaio semelhantes. Neste caso, percebe-se que a perda de massa se acentua com o decorrer do ensaio.

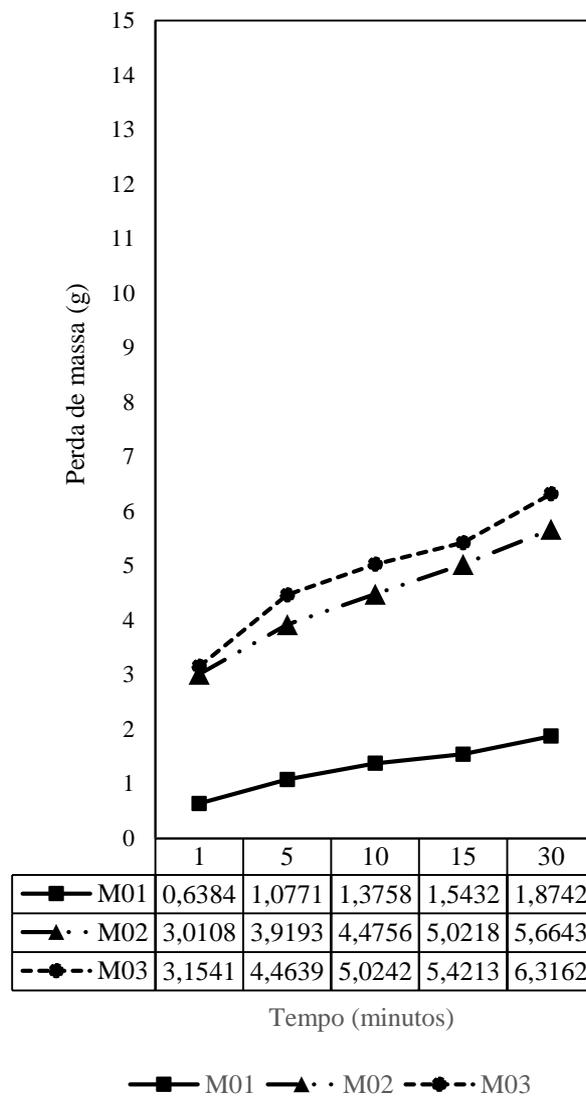


Figura 5. Caso A - Sem Imersão.

Fonte: os autores,2017

Na Figura, observa-se que quando submetidas a imersão parcial, caso B, a mistura M02 tem o melhor comportamento no primeiro minuto, em relação as outras duas misturas. Este foi um dos casos em que ocorreu a menor perda de massa acumulada, frente as situações de sem imersão e imersão total.

total.

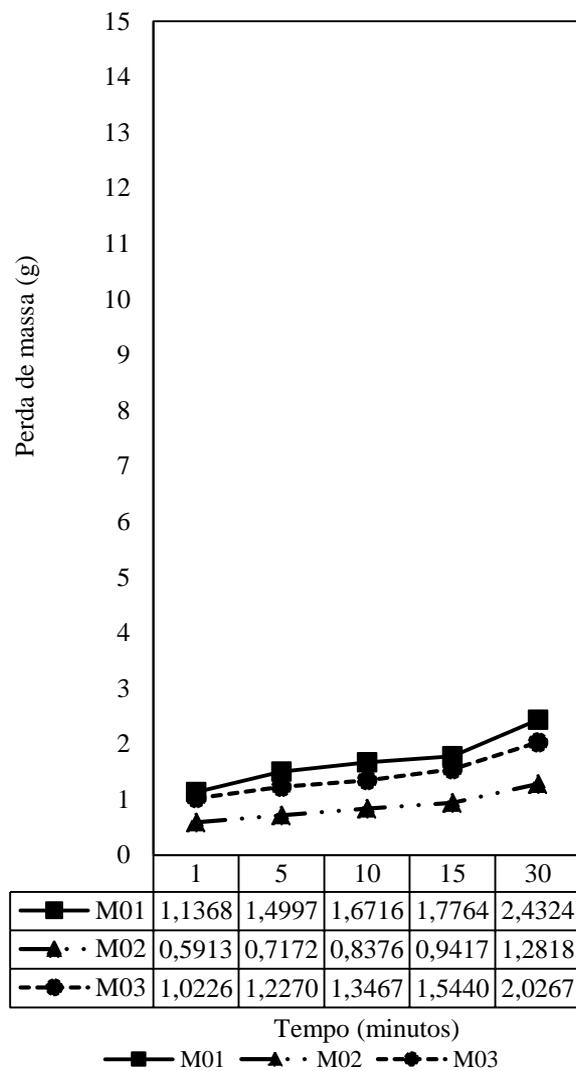


Figura 6. Caso B - Imersão Parcial.

Fonte: os autores,2018

Na situação de imersão total (Figura ), assim como no ensaio modificado ocorre uma perda acentuada no início do ensaio para a mistura M03, caracterizando um comportamento irregular que se reduz no decorrer do ensaio, sendo este o caso mais crítico observado. A situação da mistura M01 apresenta uma estabilidade, enquanto a mistura M02 apresenta a menor perda de massa inicialmente, porém ocorre um crescimento de perda de massa com o passar do tempo de ensaio, ultrapassando a perda máxima observada na mistura M01.

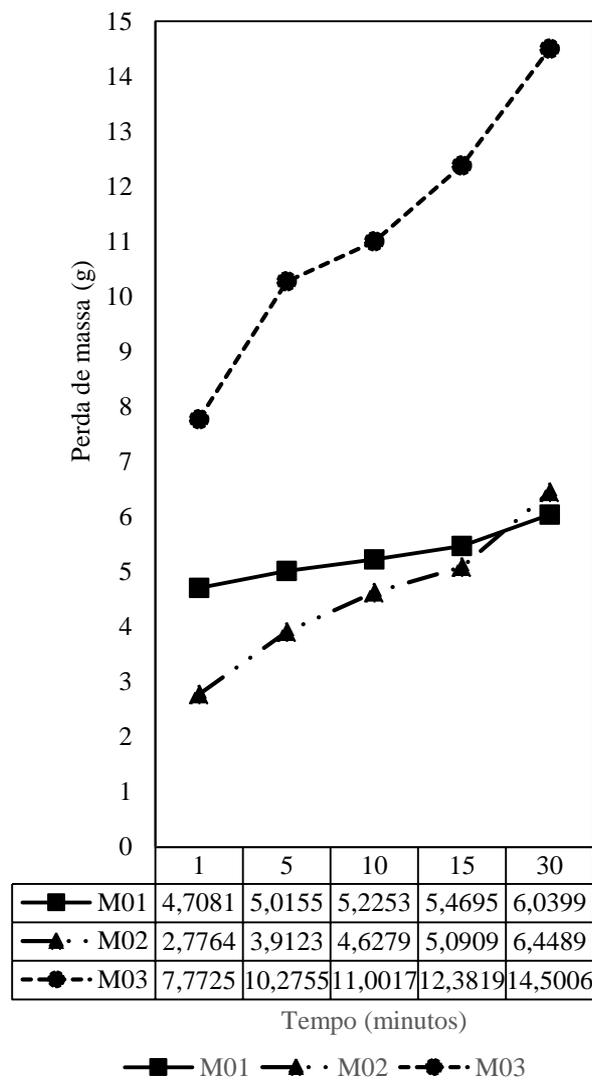


Figura 7. Caso C - Imersão Total.

Fonte: os autores,2018

Na Figura é apresentada uma análise da perda de massa acumulada para as três misturas nas três situações em que foram expostas. Ao se analisar a perda de massa acumulada, percebe-se que os casos em que se adicionou RCC, houve um aumento da erodibilidade, nos casos de imersão total e sem imersão. Para o caso de imersão parcial, percebe-se uma perda inferior, acredita-se que isto é decorrente do caso de maior influência da sucção no solo e misturas.

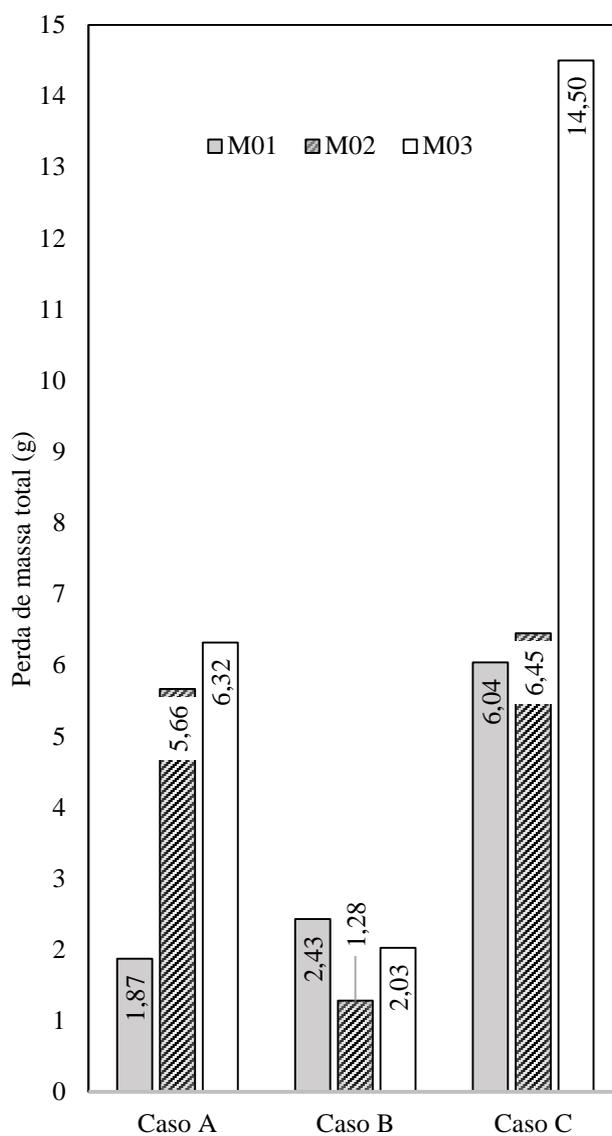


Figura 8. Análise geral dos três casos.

Fonte: os autores, 2018

Na Figura pode ser observado através dos resultados do coeficiente K, que representa o índice de erodibilidade do solo. Assim como no ensaio anterior, esse resultado indica que o RCC adicionado é lavado primeiro do que as partículas do solo.

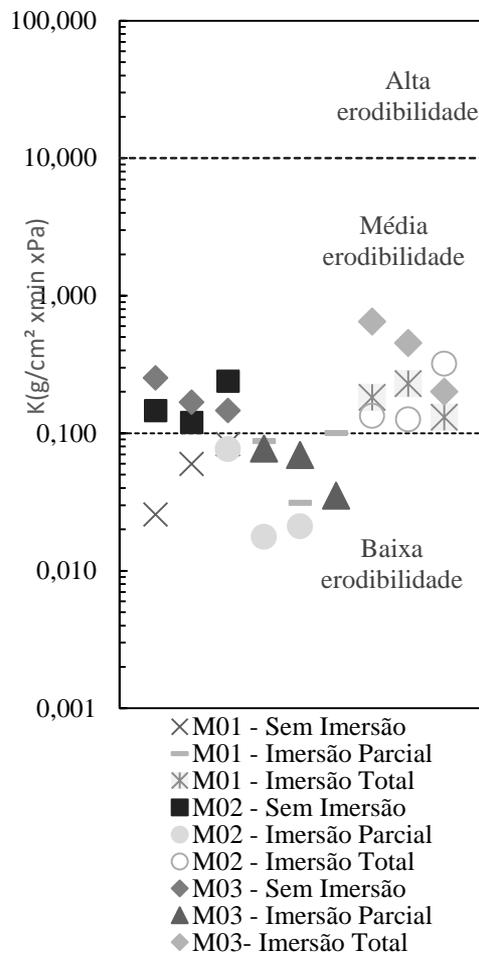


Figura 9. Análise do coeficiente K.

Fonte: Os autores, 2017.

A Tabela 5 apresenta a análise dos valores médios do coeficiente de erodibilidade. Percebe-se que as misturas que utilizam RCC (M02 e M03) apresentam um comportamento pior do que a mistura sem a adição do RCC (M01), em quase todos os casos.

Tabela 5. Valores médios de K ( $\text{g/cm}^2 \times \text{min} \times \text{Pa}$ )

Mistura	Caso A	Erodibilidade	Caso B	Erodibilidade	Caso C	Erodibilidade
M01	0.06	Baixa	0.07	Baixa	0.18	Média
M02	0.17	Média	0.04	Baixa	0.19	Média
M03	0.19	Média	0.06	Baixa	0.43	Média

Fonte: Os autores, 2017.

## 4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados coletados nos ensaios indicam que a adição de RCC neste tipo de solo não melhora o comportamento do material no que se refere à perda de massa frente à ação da água. A adição de RCC com o intuito de reduzir a erodibilidade do solo também foi estudada por Dias (2014) em um solo diferente, e também não se apresentou vantajosa.

Sendo assim, a adição de RCC para reduzir a erodibilidade de camada de coberturas e proteção de taludes, não é viável. Uma vez que mesmo que em algumas análises mostre-se que a perda de massa é reduzida e/ou estabilizada no decorrer do tempo, a perda de massa acumulada é muito maior do que sem adição, o que pode acarretar aspectos negativos aos taludes (perda de estabilidade) e também ao meio ambiente (aceleração do assoreamento de corpos hídricos).

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a UNEMAT, a FACET – Faculdade de Ciências Exatas e Tecnológicas e o Curso de Engenharia Civil – Campus de Sinop, pelo suporte oferecido.

## REFERÊNCIAS

ALVES, W. G. O. BENATTI, J.C.B. Viabilidade técnica da utilização do RCC (Fração areia) como agente estabilizador para um solo de Sinop-MT. Trabalho de conclusão de curso, Engenharia Civil. Universidade do Estado de Mato Grosso - UNEMAT. Sinop, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT).

\_\_\_\_\_ NBR 6459: Solo - determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, RJ, 1984a. 6 p.

\_\_\_\_\_ NBR 7180: Solo - determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, RJ, 1984b. 3 p.

\_\_\_\_\_ NBR 7181: Solo - análise granulométrica. Rio de Janeiro, RJ, 1984c. 13 p.

\_\_\_\_\_ NBR 7182: Solo - ensaio de compactação. Rio de Janeiro, RJ, 1986. 10 p.

BASTOS, C. A. B. Estudo Geotécnico sobre a erodibilidade de solos residuais não saturados. Tese de Doutorado (Doutorado em Engenharia Civil) pela Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 303 p. 1999.

CAMPOS, C. J. M de. Avaliação da Erodibilidade pelo método Indrbitzen em solo não saturado da região de Bauru – SP. Dissertação de mestrado (mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) pela Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho. 154 p. Bauru – SP. 2014.

CONCIANI, W. Processos Erosivos: conceitos e ações de controle. Cuiabá: CEFET – MT, 2008.

DIAS, M. C. C. Viabilidade do uso de solo tropical e resíduo de construção civil em sistemas de cobertura de aterro sanitário. 2014. 114 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil) - Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2014.

FREIRE, E. P. Ensaio Inderbitzen modificado: um novo modelo para avaliação do grau de erodibilidade do solo. Anais, VII Simpósio Nacional de Controle de Erosão, Goiânia, 8 p. 2001.

GEORIO. Manual técnico de encostas. Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2000

GEORSCOVICH, D. M. S. Estabilidade de Taludes. São Paulo, Oficina de Textos,166p, 2012.

GRANDO, A. Monitoramento e modelagem hidrossedimentológica em uma microbacia hidrográfica experimental. Dissertação de Mestrado (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina. 175p. Florianópolis, SC. 2011.

IDE, D, M. Investigação geotécnica e estudo de um processo erosivo causado por ocupação urbana. Dissertação de Mestrado (Mestrado em Geotecnia). Universidade de São Paulo, São Carlos – SP, 2009.

INDERBITZEN, A. P. L. An erosion test for soils. Material Research. Standards, Philadelphia. P 553-554. 1961.

KAIBER, A. L. C; ROMANINI, A. Avaliação da erodibilidade de misturas SOLO – RCC para camada de cobertura e proteção de taludes. Artigo de conclusão de curso (Engenharia Civil). UNEMAT – Universidade do estado de Mato Grosso. 10p. Sinop – MT. 2017.

# Capítulo 14

## ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA SUCCÃO MATRICIAL NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES DE UM SOLO SILTOSO ESTABILIZADO COM CAL

*Amanda Dalla Rosa Johann (Universidade Tecnológica Federal do Paraná)*

*Marcele Dorneles Bravo (Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis)*

*Nilo Cesar Consoli (Universidade Federal do Rio Grande do Sul)*

*António Joaquim Pereira Viana da Fonseca (Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto)*

**Resumo:** Ensaios de resistência à compressão simples são comumente utilizados para verificar a efetividade da estabilização de solos com cal. Na realização deste ensaio a amostra de solo-cal encontra-se na condição não-saturada, onde espera-se que um determinado nível de sucção esteja presente. As medidas de sucção neste trabalho têm o objetivo de verificar qual sua magnitude é se esta apresenta variação significativa entre as amostras. Para atingir os objetivos da pesquisa foram realizados ensaios de resistência à compressão simples ( $q_u$ ) e ensaios de sucção matricial ( $S_u$ ) em amostras com diferentes teores de cal, diferentes porosidades, diferentes teores de umidade e diferentes tempos de cura. A partir dos resultados obtidos pode-se verificar que a  $S_u$  tende a aumentar à medida que diminui o índice de vazios. Além disso, os corpos-de-prova não apresentaram grandes variações em relação a  $S_u$ , que não passa de 15% da  $q_u$  em todas as amostras ensaiadas.

**Palavras-chave:** solo-cal, resistência à compressão simples, sucção matricial.

## 1. INTRODUÇÃO

A cal é utilizada na estabilização de solos desde a antiguidade, com aplicação principalmente em pavimentações e aterros, melhorando as características do solo, que por ser um material complexo e muito variável nem sempre satisfaz as necessidades da obra a ser realizada.

Os solos tratados com cal exibem um comportamento mecânico complexo, influenciado por diversos fatores (quantidade de cal adicionada, porosidade da mistura, teor de umidade e tempo de cura). Neste contexto, ensaios de resistência à compressão simples têm sido utilizados na maioria dos programas experimentais relatados na literatura (Consoli *et al.*, 2017; Consoli *et al.*, 2011; Viana da Fonseca *et al.*, 2009; Consoli *et al.*, 2009; Rios *et al.*, 2017, Dalla Rosa, 2009; Silvani, 2013; Guedes, 2013) quando se deseja verificar a efetividade da estabilização com cal ou acessar aspectos relativos à importância de fatores influentes sobre a resistência de solos melhorados. Uma das razões para tal é a sua simples e rápida execução. Além disso possui baixo custo, é confiável e é amplamente difundido no meio técnico. Contudo, as amostras de solo-cal quando submetidas a este tipo de ensaio estão no seu teor de umidade de moldagem, encontrando-se na condição não-saturada. Sendo assim, espera-se que um determinado nível de sucção esteja presente.

De acordo com Cruz (2001), em geral, os solos compactados próximos ao teor ótimo de umidade apresentam grau de saturação variando entre 70% e 90%, com valores de sucção compreendidos entre 0 kPa e 1000 kPa. O autor também apresenta medidas de sucção de treze solos residuais lateríticos compactados, para os quais encontrou valores de sucção variando de 30 kPa até 250 kPa. Da mesma forma, Marinho e Silva (2001) citam que a maioria dos solos compactados apresentam, no teor ótimo de umidade, sucções variando de 50 kPa a 300 kPa.

Dalla Rosa (2009) ao estudar misturas solo- cinza-cal encontrou valores de sucção de no máximo 820 kPa. Para a realização das medidas de sucção as amostras foram imersas em água, as quais atingiram grau de saturação, em média, de 70%.

Silvani (2013) ao estudar uma areia estabilizada com cal e cinza volante encontrou valores de sucção variando de 2 kPa a 12 kPa. Guedes (2013) ao estudar um solo-cimento reforçado com fibras encontrou valores de sucção de no máximo 297 kPa. Os dois autores também realizaram as medidas de sucção matricial após a imersão das amostras, que atingiram grau de saturação, em média de 87%.

Neste contexto, as medidas de sucção matricial neste trabalho têm o objetivo de verificar qual sua magnitude sobre a resistência à compressão simples das amostras solo-cal e se esta apresenta variação significativa entre as amostras.

## 2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

### 2.1 MATERIAIS

O material denominado “caulim” utilizado nesta pesquisa é comercialmente conhecido como caulim rosa, originário do município de Pântano Grande-RS.

A partir da análise da curva granulométrica percebe-se que 100% do material passa na peneira 200 (0,075 mm), e que essa percentagem passante se distribui entre as frações silte e argila: 22% de argila (< 0,002 mm) e 78% de silte (0,002 a 0,075 mm). O limite de liquidez (38%) é baixo, considerando a média apresentada pelas argilas. O índice de plasticidade (4%) indica um solo fracamente plástico ( $1 < IP < 5$ ). Portanto, o caulim rosa, de acordo com o SUCS (Sistema Unificado de Classificação de Solos) (ASTM D 2487, 1993), é classificado como um silte de baixa plasticidade.

A cal utilizada no trabalho é uma cal hidratada dolomítica, comercialmente chamada de “Primor Extra”, produzida em Caçapava do Sul – RS, com massa específica real dos grãos igual a 2,49 g/cm<sup>3</sup>.

A água utilizada para a moldagem dos corpos-de-prova é a água potável proveniente da rede de abastecimento pública. Já para os ensaios de caracterização utilizou-se água destilada quando especificada pela respectiva norma.

### 2.2 MÉTODOS

#### 2.2.1 MOLDAGEM E CURA DOS CORPOS DE PROVA

Para os ensaios de resistência à compressão simples e sucção matricial, foram moldados corpos de prova cilíndricos de 50mm de diâmetro e 10mm de altura. Após a pesagem dos materiais, o solo e a cal foram misturados até a mistura adquirir uma consistência uniforme. Após esse processo, a água então era adicionada, continuando o processo de mistura até que a homogeneidade fosse obtida.

Após o processo de mistura do material suficiente para um corpo de prova, a mistura foi armazenada em um recipiente fechado para evitar perdas de umidade antes da compactação. Duas pequenas porções da mistura eram retiradas, para determinação da umidade ( $\omega$ ).

O corpo de prova era compactado estaticamente, em 3 camadas, em um molde de ferro fundido, de modo que cada corpo de prova atingisse o seu peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ ) desejado. Após o processo de moldagem, o corpo de prova foi imediatamente extraído do molde, e seu peso, diâmetro e altura medidos com precisão de cerca de 0,01 g e 0,1 mm. Os corpos de prova foram então, colocados dentro de sacos plásticos, para evitar variações significativas do teor de umidade. Além disso, eles

foram curados por 28, 90 e 360 dias em uma câmara úmida com  $23^{\circ}\pm 2^{\circ}$  C e umidade relativa do ar acima de 95%.

Os corpos de prova que foram considerados aptos para os ensaios respeitaram as seguintes tolerâncias:

- $\gamma_d$ : dentro de  $\pm 1\%$  do valor alvo;
- $\omega$ : dentro de  $\pm 0,5\%$  do valor alvo;
- Dimensões: diâmetro de  $\pm 0,5$  mm e altura de  $\pm 1$  mm em relação ao valor alvo.

## 2.2.2 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

Após a cura em câmara úmida as amostras foram submersas em um tanque com água por 24 horas para saturação, e assim minimizar a sucção, antes da realização dos ensaios de qu. A temperatura da água foi mantida a  $23\pm 2^{\circ}$ C.

Para a realização dos ensaios de 28 e 360 dias foi utilizada uma prensa automática (LEGG/ENVIRONGEO – UFRGS) com capacidade máxima de 100 kN, além de anéis dinamométricos calibrados com capacidade de 10 kN e 50 kN e resolução de 0,005 kN (0,5 kgf) e 0,023 kN (2,3 kgf), respectivamente. Para os ensaios de 90 dias foi utilizada a prensa automática do LABGEO– FEUP, que consiste em uma prensa automática com capacidade máxima de 100 kN equipada com células de carga de 5, 10, 20, 25 e 100 kN. A taxa de deslocamento adotado foi de 1,14 mm por minuto. O procedimento dos ensaios de resistência à compressão simples seguiu a norma americana ASTM D 5102/96.

## 2.2.3 ENSAIOS DE SUCÇÃO MATRICIAL

Em sua umidade de moldagem todos os corpos de prova estão em um estado insaturado, e um certo nível de sucção pode estar presente. As medições de sucção foram realizadas com o objetivo de verificar a sua magnitude e verificar se houve variação significativa entre os corpos de prova de diferentes porosidades e diferentes quantidades de cal.

A sucção medida foi a matricial, ou seja, a que decorre das forças de capilaridade no interior do corpo de prova. Ela foi medida usando a técnica do papel filtro. O papel filtro utilizado foi o Whatman No 42. As equações de calibração utilizadas para este papel filtro foram as apresentadas por Chandler et al. (1992).

Segundo Bicalho (2015) o método do papel filtro é o mais simples dos métodos disponíveis para estimar a sucção do solo e pode ser utilizado em uma ampla faixa de sucção (30 kPa a 30000 kPa). O método

estima indiretamente a sucção do solo, através da determinação da umidade do papel filtro em equilíbrio hidráulico com o solo.

## 2.2.4 PROGRAMA DE ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES E SUCÇÃO MATRICIAL

As percentagens de cal ( $C_a = 3, 5, 7$  e  $9\%$ , sendo  $C_a$  a massa de cal em relação a massa seca de solo) foram definidas a partir de outras pesquisas para posteriores comparações, e estão de acordo com a experiência brasileira e internacional com solo-cal. O programa de ensaios de qu teve como objetivo avaliar a influência das variáveis: quantidade de cal ( $C_a$ ), umidade ( $\omega$ ) e porosidade ( $\eta$ ) sobre a qu.

Para que seja possível a mensuração da influência de uma variável isoladamente é necessária que as outras variáveis sejam mantidas constantes. Para isto foi elaborado o programa de ensaios conforme apresenta a Figura 1. Observa-se que os pontos de moldagem foram posicionados em três linhas verticais (pontos: A1, A2, A3, A4, A5, A6, A7, A8 e A9), denominadas linhas "A", com três diferentes teores de umidade (17, 20 e 23%) e diferentes pesos específicos aparentes secos.

Cada ponto da linha "A" foi moldado com 4 diferentes percentagens de cal (3, 5, 7 e 9%) e as amostras foram curadas durante 28, 90 e 360 dias.

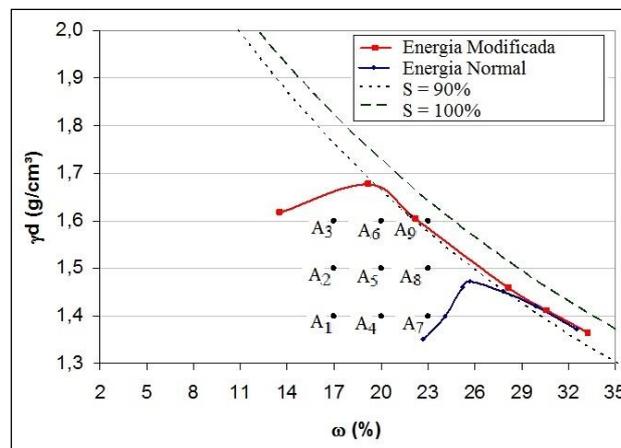


Figura 1. Programa de ensaios de resistência à compressão simples e de sucção matricial.

## 3. RESULTADOS E ANÁLISES

### 3.1 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

#### 3.1.1 AMOSTRAS COM 17% DE UMIDADE

Os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples para as misturas com 17% e 28 dias de cura são apresentados na Figura 2, que apresenta resultados considerando os pesos específicos aparentes secos de 1,4 g/cm<sup>3</sup>, 1,5 g/cm<sup>3</sup> e 1,6 g/cm<sup>3</sup>, e percentagens de cal de 3%, 5%, 7% e 9%.

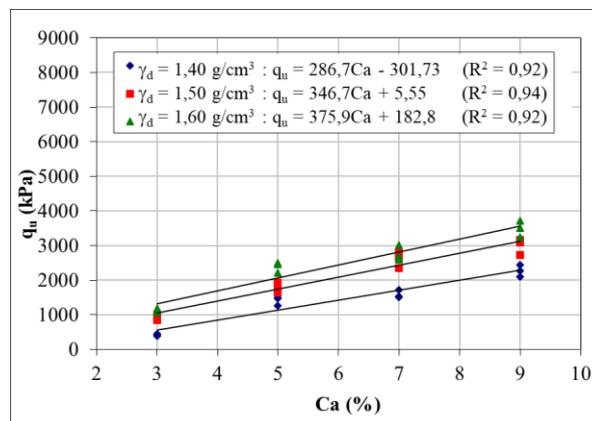


Figura 2. Variação da resistência à compressão simples ( $q_u$ ) com a quantidade de cal para 17% de umidade aos 28 dias de cura

Os corpos de prova com 90 e 360 dias de cura apresentam as mesmas tendências (Figuras 3 e 4, respectivamente).

Pode-se observar que a quantidade de cal tem efeito significativo sobre a resistência à compressão simples do material para os corpos-de-prova ensaiados, que aumenta linearmente com o aumento da quantidade de cal. Além disso, a resistência à compressão simples aumenta com o aumento do peso específico aparente seco e com o aumento do tempo de cura.

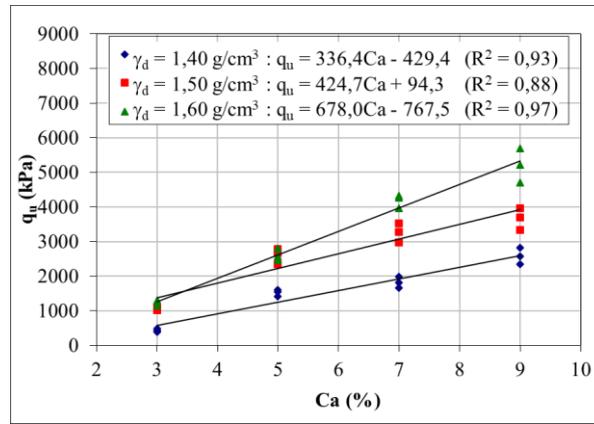


Figura 3. Variação da resistência à compressão simples ( $q_u$ ) com a quantidade de cal para 17% de umidade aos 90 dias de cura

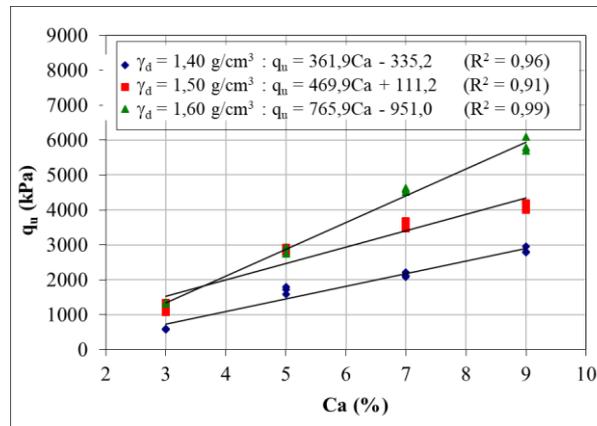


Figura 4. Variação da resistência à compressão simples ( $q_u$ ) com a quantidade de cal para 17% de umidade aos 360 dias de cura

### 3.1.2 AMOSTRAS COM 20% DE UMIDADE

Os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples para as misturas com 20% e 28 dias de cura são apresentados na Figura 5, que apresenta resultados considerando os pesos específicos aparentes secos de  $1,4 \text{ g/cm}^3$ ,  $1,5 \text{ g/cm}^3$  e  $1,6 \text{ g/cm}^3$ , e percentagens de cal de 3%, 5%, 7% e 9%. Os corpos de prova com 90 e 360 dias de cura apresentam as mesmas tendências (Figuras 6 e 7, respectivamente).

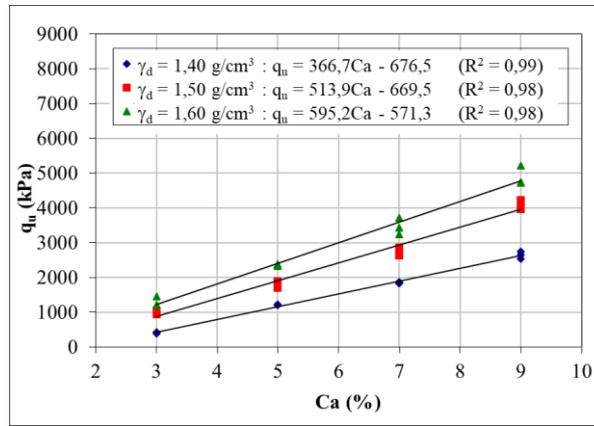


Figura 5. Variação da resistência à compressão simples ( $q_u$ ) com a quantidade de cal para 20% de umidade aos 28 dias de cura

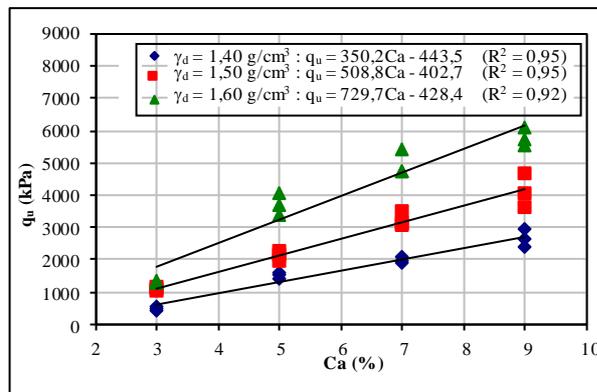


Figura 6. Variação da resistência à compressão simples ( $q_u$ ) com a quantidade de cal para 20% de umidade aos 90 dias de cura

Pode-se observar que a quantidade de cal tem efeito significativo sobre a resistência à compressão simples do material para os corpos-de-prova ensaiados, que aumenta linearmente com o aumento da quantidade de cal. Além disso, a resistência à compressão simples aumenta com o aumento do peso específico aparente seco e com o aumento do tempo de cura.

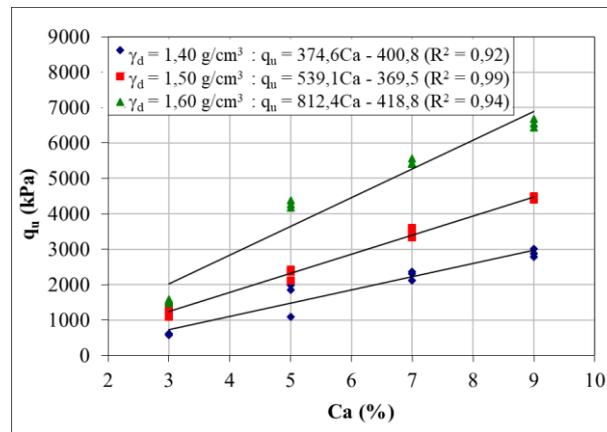


Figura 7. Variação da resistência à compressão simples ( $q_u$ ) com a quantidade de cal para 23% de umidade aos 360 dias de cura

### 3.1.3 AMOSTRAS COM 23% DE UMIDADE

Os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples para as misturas com 23% e 28 dias de cura são apresentados na Figura 8, que apresenta resultados considerando os pesos específicos aparentes secos de  $1,4 \text{ g/cm}^3$ ,  $1,5 \text{ g/cm}^3$  e  $1,6 \text{ g/cm}^3$ , e percentagens de cal de 3%, 5%, 7% e 9%. Os corpos de prova com 90 e 360 dias de cura apresentam as mesmas tendências (Figuras 9 e 10, respectivamente).

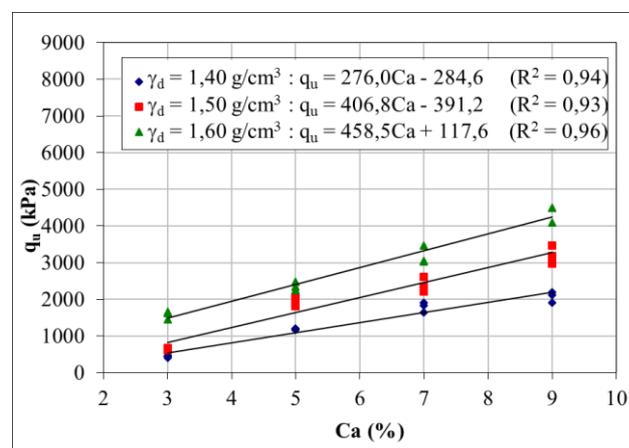


Figura 8. Variação da resistência à compressão simples ( $q_u$ ) com a quantidade de cal para 20% de umidade aos 28 dias de cura

Pode-se observar que a quantidade de cal tem efeito significativo sobre a resistência à compressão simples do material para os corpos-de-prova ensaiados, que aumenta linearmente com o aumento da

quantidade de cal. Além disso, a resistência à compressão simples aumenta com o aumento do peso específico aparente seco e com o aumento do tempo de cura.

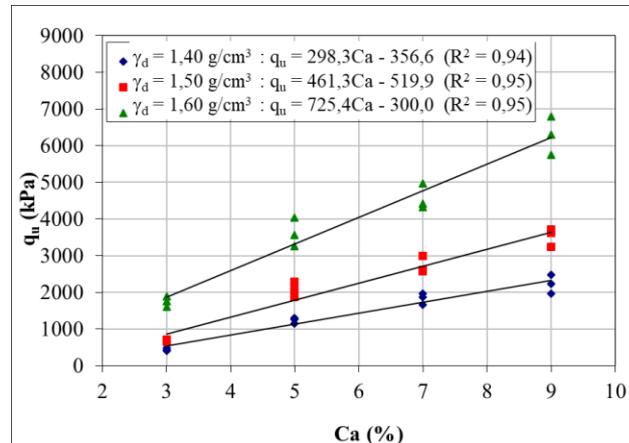


Figura 9. Variação da resistência à compressão simples ( $q_u$ ) com a quantidade de cal para 20% de umidade aos 90 dias de cura

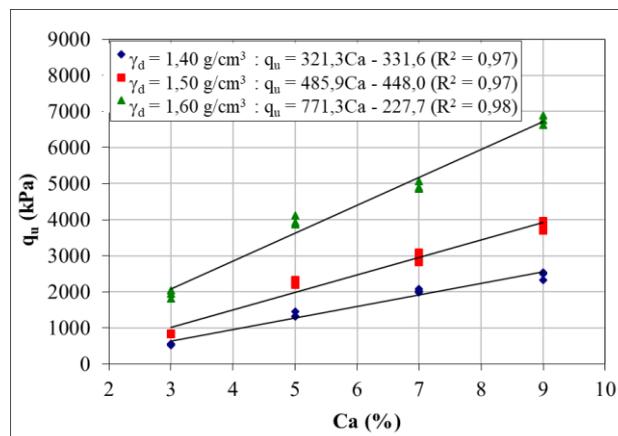


Figura 10. Variação da resistência à compressão simples ( $q_u$ ) com a quantidade de cal para 23% de umidade aos 360 dias de cura

## 3.2 ENSAIOS DE SUCÇÃO MATRICIAL

### 3.2.1 AMOSTRAS COM 17% DE UMIDADE

Verificou-se que o grau de saturação de moldagem das amostras com 28 dias de cura variou, em média, de 45% até 71%. Após a imersão por 24 horas, os corpos-de-prova de menor índice de vazios absorveram menor quantidade de água, como era de se esperar. Entretanto, o grau de saturação obtido após a imersão apresentou pequena variação em relação ao índice de vazios, girando em torno

de 75% para todos os corpos-de-prova. O valor médio obtido para a sucção matricial de todos os corpos-de-prova da linha "A" das amostras com 17% de umidade e 28, 90 e 360 dias de cura ficou em 122 kPa.

A Figura 11 apresenta a tendência e a relação existente entre a medida de sucção matricial e o índice de vazios. Apesar da dispersão dos pontos pode-se verificar que a sucção matricial tende a aumentar à medida que diminui o índice de vazios, para qualquer tempo de cura estudado.

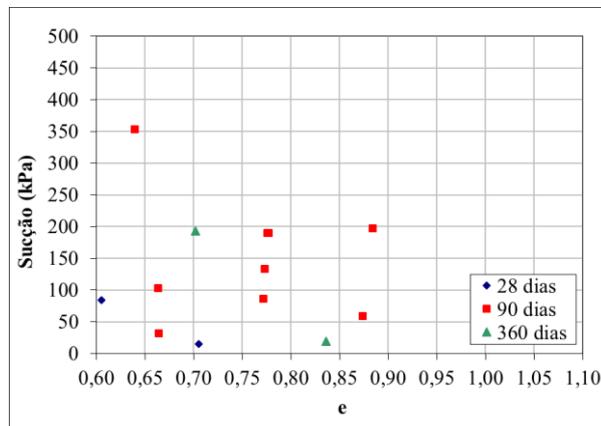


Figura 11 – Relação entre medidas de sucção matricial e índice de vazios nas amostras de caulim-cal com 17% de umidade ensaiadas com 28, 90 e 360 dias de cura

Na Figura 12 é apresentada a variação da resistência à compressão simples pela relação entre a sucção e a resistência à compressão simples (em porcentagem). Nota-se que a influência da sucção varia de 1 a 9% da resistência à compressão simples nos corpos-de-prova ensaiados com 28, 90 e 360 dias de cura.

Nota-se também, na Figura 12 que a influência da sucção não passa de 10% da resistência à compressão simples em todos os corpos-de-prova ensaiados. Assim, observa-se que os corpos-de-prova não apresentaram grandes variações em relação a sucção.

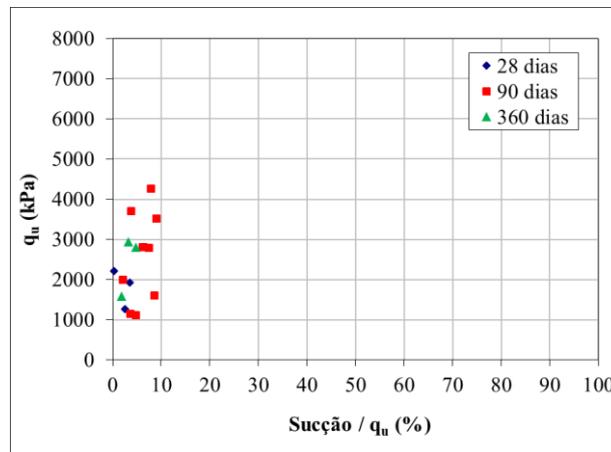


Figura 12 – Influência da sucção nos valores de resistência à compressão simples das amostras de caulim-cal com 17% de umidade ensaiadas 28, 90 e 360 dias de cura

### 3.2.2 AMOSTRAS COM 20% DE UMIDADE

Verificou-se que o grau de saturação de moldagem das amostras com 28, 90 e 360 dias de cura variou, em média, de 53% até 83%. Após a imersão por 24 horas, os corpos-de-prova de menor índice de vazios absorveram menor quantidade de água, como era de se esperar. Entretanto, o grau de saturação obtido após a imersão apresentou pequena variação em relação ao índice de vazios, girando em torno de 78% para todos os corpos-de-prova. O valor médio obtido para a sucção matricial de todos os corpos-de-prova da linha “A” das amostras com 20% de umidade e 28, 90 e 360 dias de cura ficou em 129 kPa.

A Figura 13 apresenta a tendência e a relação existente entre a medida de sucção matricial e o índice de vazios. Apesar da dispersão dos pontos pode-se verificar que a sucção matricial tende a aumentar à medida que diminui o índice de vazios, para qualquer tempo de cura estudado.

Na Figura 14 é apresentada a variação da resistência à compressão simples pela relação entre a sucção e a resistência à compressão simples (em porcentagem). Nota-se que a influência da sucção varia de 1 a 14% da resistência à compressão simples nos corpos-de-prova ensaiados com 28, 90 e 360 dias de cura.

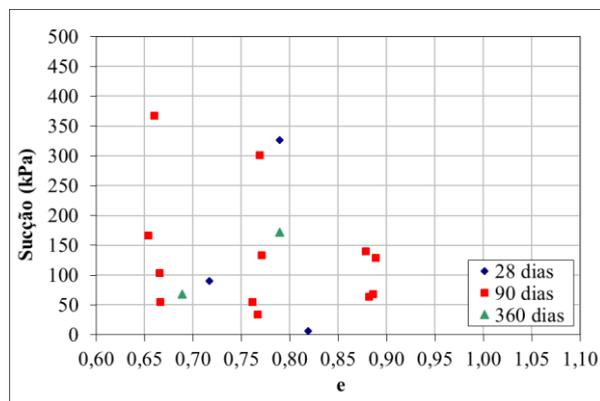


Figura 13 – Relação entre medidas de sucção matricial e índice de vazios nas amostras de caulim-cal com 20% de umidade ensaiadas com 28, 90 e 360 dias de cura

Nota-se também, na Figura 14 que a influência da sucção não passa de 10% da resistência à compressão simples em mais de 83% dos corpos-de-prova ensaiados. Entretanto, para os outros corpos-de-prova ensaiados a sucção não passa de 14% da sua resistência à compressão simples. Assim, observa-se que os corpos-de-prova não apresentaram grandes variações em relação a sucção.

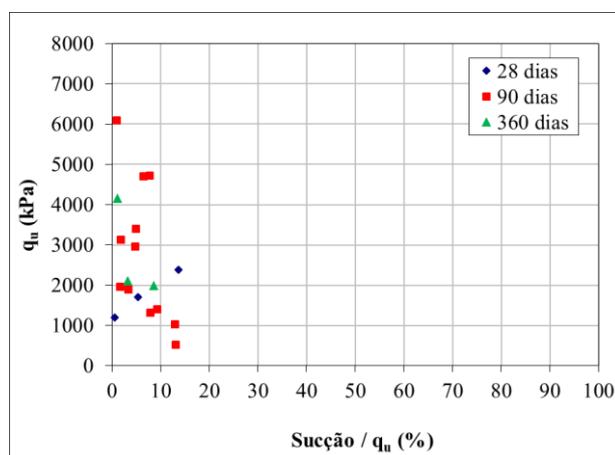


Figura 14 – Influência da sucção nos valores de resistência à compressão simples das amostras de caulim-cal com 20% de umidade ensaiadas 28, 90 e 360 dias de cura

### 3.2.3 AMOSTRAS COM 23% DE UMIDADE

Verificou-se que o grau de saturação de moldagem das amostras com 28, 90 e 360 dias de cura variou, em média, de 64% até 95%. Após a imersão por 24 horas, os corpos-de-prova de menor índice de vazios absorveram menor quantidade de água, como era de se esperar. Entretanto, o grau de saturação obtido após a imersão apresentou pequena variação em relação ao índice de vazios, girando em torno de 81% para todos os corpos-de-prova. O valor médio obtido para a sucção matricial de todos os

corpos-de-prova da linha “A” das amostras com 20% de umidade e 28, 90 e 360 dias de cura ficou em 122 kPa.

A Figura 15 apresenta a tendência e a relação existente entre a medida de sucção matricial e o índice de vazios. Apesar da dispersão dos pontos pode-se verificar que a sucção matricial tende a aumentar à medida que diminui o índice de vazios (e conseqüente menor grau de saturação), para qualquer tempo de cura estudado. Esta mesma tendência foi observada por Dalla Rosa (2009).

Lira (2015) também identificou esta tendência ao estudar um solo areno argiloso compactado no peso específico aparente seco máximo e em três graus de saturação diferentes (condição saturada, condição na umidade ótima, condição seca). Em que a sucção matricial foi maior para as amostras com menor grau de saturação.

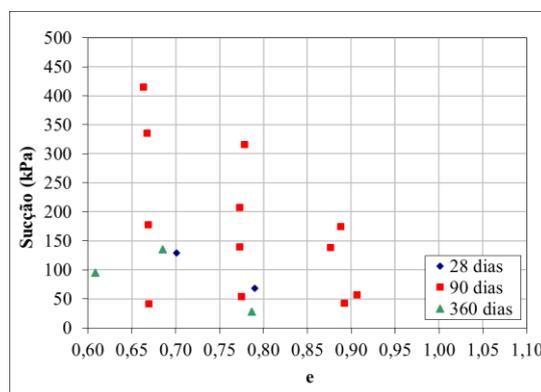


Figura 15 – Relação entre medidas de sucção matricial e índice de vazios nas amostras de caulim-cal com 23% de umidade ensaiadas com 28, 90 e 360 dias de cura

Na Figura 16 é apresentada a variação da resistência à compressão simples pela relação entre a sucção e a resistência à compressão simples (em porcentagem). Nota-se que a influência da sucção varia de 1 a 15% da resistência à compressão simples nos corpos-de-prova ensaiados com 28, 90 e 360 dias de cura.

Nota-se também, na Figura 16 que a influência da sucção não passa de 10% da resistência à compressão simples em mais de 88% dos corpos-de-prova ensaiados. Assim, observa-se que os corpos-de-prova não apresentaram grandes variações em relação a sucção.

Dalla Rosa (2009) também identificou que após a imersão das amostras de solo-cinza-cal a sucção matricial não passou de 16% da resistência à compressão simples. Guedes (2013) identificou que após a imersão das amostras de solo-cimento-fibra a sucção matricial não passou de 10% dos valores de

resistência à compressão simples e tração diametral. Silvani (2013), que estudou uma areia estabilizada com cal e cinza volante, relata que após a imersão das amostras a sucção matricial não passou de 1% da resistência à compressão simples.

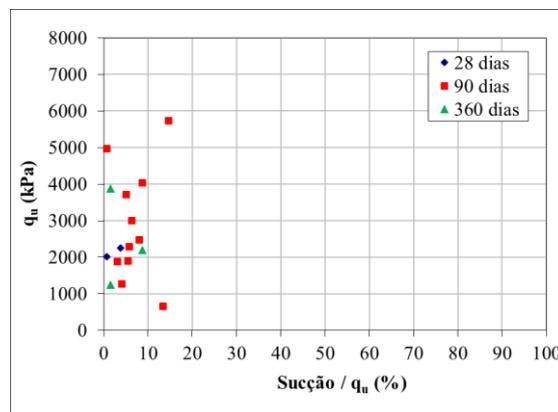


Figura 16 – Influência da sucção nos valores de resistência à compressão simples das amostras de caulim-cal com 23% de umidade ensaiadas 28, 90 e 360 dias de cura

## 4. CONCLUSÕES

A partir dos dados apresentados neste trabalho, as seguintes conclusões podem ser evidenciadas:

- Quanto maior a quantidade de cal (Ca), maior o peso específico aparente seco e maior o tempo de cura, maior a resistência à compressão simples ( $q_u$ ) das misturas solo-cal estudadas.
- Analisando-se os resultados de sucção matricial pode-se perceber que a mesma tende a aumentar à medida que diminui o índice de vazios das amostras.
- Contudo, observou-se que mesmo assim a influência da sucção matricial não passou de 15% da resistência à compressão simples dos corpos-de-prova ensaiados, para todos os tempos de cura e teores de umidade estudados. Este fenômeno se deve ao fato de que ao mesmo tempo que a diminuição do índice de vazios (e conseqüente menor grau de saturação) proporciona um aumento da sucção matricial também proporciona um aumento da resistência à compressão simples da amostra. Mesmo fato observado por Dalla Rosa (2009). E também por Lira (2015), em que valores maiores de sucção também indicaram maiores valores de índice de suporte de Califórnia (ISC) para um solo compactado em diferentes graus de saturação.
- Além disso, observa-se que o processo de imersão dos corpos-de-prova por 24 horas se mostrou satisfatório no aumento e uniformização do grau de saturação das amostras, diminuindo a variabilidade da sucção matricial no solo-cal estudado.

## AGRADECIMENTOS

Os autores demonstram agradecimento ao suporte financeiro da CAPES e do CNPq.

## REFERÊNCIAS

ASTM D 2487 (1993). Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). American Society for Testing and Materials. Philadelphia.

ASTM D 5102 (1996). Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Compacted Soil-Lime Mixtures. American Society for Testing and Materials. Philadelphia.

Bicalho, K. V.; Chrystello, A. C.; Cupertino K. F.; Fleureau, J-M.; Correia A. G. (2015). Study of suction-water content calibrations for the Whatman No. 42 filter paper. Pan American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, PCSMGE, Buenos Aires, 2015. v. 15. p. 2071-2077.

Chandler, R. J., Crilly, M. S., Montgomery-Smith, G. (1992). A low-cost method of assessing clay desiccation for low-rise buildings. Institute of Civil Engineers, Civil Engineering, Vol. 92, p. 82-89.

Consoli, N.C.; Viana da Fonseca, A.; Cruz, R.C.; Heineck, K.S. (2009). Fundamental parameters for the stiffness and strength control of artificially cemented sands. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 135, p.1347-1353.

Consoli, N.C.; Dalla Rosa, A.; Saldanha, R.B. (2011). Variables governing strength of compacted soil-fly ash-lime mixtures. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 23, p.432-440.

Consoli, N.C.; Saldanha, R. B.; Mallmann, J.E.C.; Paula, T.M.; Hoch, B.Z. (2017). Enhancement of strength of coal fly ash-carbide lime blends through chemical and mechanical activation. Construction and Building Materials, Elsevier. Vol. 157, p. 65-74.

Cruz, P. T. (2001). Compacted Soils – A Particular Case of Non Saturated Material. Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Ñsat, ABMS, Porto Alegre, Vol. 4, p.113-133.

Dalla Rosa, A. (2009). Estudo dos Parâmetros-chave no Controle da Resistência de Misturas Solo-Cinza-Cal. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 198p.

Guedes, Saul Barbosa. (2013). Estudo do Desempenho Mecânico de um Solo-Cimento Microreforçado com Fibras Sintéticas para Uso como Revestimento Primário em Estradas não Pavimentadas, Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 515 p.

Lira, G. A.; Carneiro, D. A. ; Monteiro, F. F. ; Aguiar, M. F. P. ; Oliveira, F. H. L. (2015). Avaliação da Relação Entre Sucção e Resistência De Solos Para Fundações Sobre Aterros. Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados,  $\tilde{N}$ sat, ABMS, Fortaleza, Vol. 8.

Marinho, F. A. M.; SILVA, R. M. (2001). Relation Between Undrained Shear Strength and Suction for Some Brazilian Soils. Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados,  $\tilde{N}$ sat, ABMS, Porto Alegre, Vol. 4, p. 149-158.

Rios, S.; Cristelo, N.; Viana da Fonseca, A.; Ferreira, C. (2017). Stiffness Behavior of Soil Stabilized with Alkali-Activated Fly Ash from Small to Large Strains. International Journal of Geomechanics, ASCE. Vol. 17, 04016087.

Silvani, C. (2013). Influência da Temperatura de Cura no Comportamento Mecânico de Misturas Areia-cinza volante-cal, Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 127 p.

Viana da Fonseca, A.;Cruz, R.C.; Consoli, N.C. (2009b). Strength properties of sandy soil-cement admixtures. Geotechnical and Geological Engineering. Vol. 27, p. 681-686.

# Capítulo 15

## ASPECTOS ESTRUTURAIS DE MUROS DE FLEXÃO REFORÇADOS COM GEOGRELHA

*Alan Rizzato Espessato (Universidade Estadual de Maringá)*

*Sérgio Trajano Franco Moreiras (Universidade Estadual de Maringá)*

*Carlos Alberto C. Brant (Universidade Estadual de Maringá)*

**Resumo:** A estrutura de contenção usualmente adotada em Umuarama-PR é o Muro de Flexão do tipo “grelha”, cuja estrutura é composta por vigas e pilares em concreto armado e fechamento de alvenaria. Para resistir aos esforços de tração, faz-se necessário a construção de um reforço (mão francesa), porém a execução desse reforço é complexa, sendo esse reforço, uma fonte de problemas construtivos e patologias. O objetivo desse trabalho foi dimensionar um Muro de Flexão do tipo “grelha”, substituindo o reforço em mão francesa por reforços com geogrelhas. Para auxiliar o dimensionamento, utilizou-se o *software Robot Structural 2018* para obtenção dos diagramas de esforços internos e deformações. O dimensionamento das geogrelhas foi realizado através do método de Ehrlich e Mitchell (1994 *apud*). Como solução, adotou-se 3 camadas de geogrelhas ligadas nas vigas intermediárias e de base da estrutura. Concluiu-se que as geogrelhas podem ser utilizadas como reforço para esse tipo de estrutura.

**Palavras-chave:** Estruturas de contenção; Solo reforçado; Modelagem numérica; Robot Structural.

## 1. INTRODUÇÃO

Na última década o Brasil vivenciou um período de grande ascensão econômica, principalmente entre os anos de 2007 e 2014.

Nesse período o governo federal lançou o programa “minha casa minha vida”, programa esse que facilitou o acesso ao crédito para pessoas de baixa renda, estimulando a compra da casa própria e que conseqüentemente ajudou a fomentar ainda mais o mercado da construção civil, desencadeando um processo que ficou conhecido como “boom da construção civil”.

Em virtude desse aquecimento e elevada demanda de novas construções, o mercado imobiliário acabou sendo inflacionado. Segundo Bassi (2016), os lotes que antes costumavam ter dimensões de 15 x 20 metros passaram a ser divididos, ficando com uma largura entre 6 a 7 metros por 20 a 25 metros de profundidade, tornando necessário o aproveitamento máximo do lote para construção da edificação.

A topografia da região de Umuarama-PR é ondulada, necessitando muitas vezes da construção de estrutura de arrimo para estabilização do maciço de terra. Devido ao reduzido tamanho dos terrenos, essas estruturas são de concreto armado (flexão), pois ocupam pouco espaço no terreno em comparação com o muro de gravidade.

Na região de Umuarama, a estrutura de contenção usualmente adotada é o Muro de Flexão do tipo “grelha”. Sua estrutura é composta por vigas e pilares em concreto armado e fechamento de alvenaria. Para resistir aos esforços de tração provenientes do empuxo de terra, faz-se necessário a construção de um dispositivo de reforço. O elemento de reforço tipicamente utilizado é a mão francesa, que consiste em uma viga inclinada ligando o tardo do muro a estrutura de fundação.

Esses muros geralmente são executados de maneira empírica baseado na experiência de construtores da região, ou seja, sem um estudo prévio sobre as características do solo, levantamento de cargas e análise de estabilidade do maciço, comprometendo assim a relação SEGURANÇA x ECONOMIA.

Devido a geometria do reforço e sua inclinação, a execução desse dispositivo é complexa, sendo a principal fonte de problemas construtivos, que surgem devido à dificuldade do posicionamento das armaduras e fôrmas. Esses problemas executivos podem gerar trincas e posteriormente causar patologias (corrosão da armadura, infiltração). Fato esse que pode afetar o desempenho do reforço e conseqüentemente o desempenho do muro, sendo que, o mau funcionamento desse dispositivo pode levar a deformações excessivas na face do muro comprometendo a segurança.

Uma vertente que vêm ganhando espaço na geotecnia, especialmente em obras de contenção, é a técnica de solo reforçado. Essa técnica tem como principal característica, realizar a união de dois materiais com características mecânicas distintas: o solo, que se bem compactado, apresenta boa resistência a compressão e ao cisalhamento, e o geossintético que apresenta elevada resistência a tração. A utilização dessa técnica é justificada por suas vantagens, dentre as quais podemos citar: rápida e fácil execução, não necessita de mão de obra especializada e geralmente tem custo inferior as soluções tradicionais.

A técnica de solo reforçado surgiu com o objetivo de substituir as estruturas de contenção tradicionais (muros de arrimo), na literatura tem-se pouca informação da associação da técnica de solo reforçado com muro de arrimo. Devido à dificuldade de execução do reforço em mão francesa, esse trabalho estudou a associação das duas técnicas (Solo reforçado e muro de flexão), com objetivo de substituir o reforço em mão francesa. Nessa situação as geogrelhas (reforço do solo) atuam como reforço do muro, responsáveis por absorver os esforços de tração em excesso que surgem no muro devido ao empuxo de terra.

## 2. METODOLOGIA

### 2.1 MATERIAIS

#### 2.1.1 GEOGRELHA

Para o dimensionamento do reforço foram adotadas geogrelhas da linha Fortrac® MP. Essas geogrelhas são feitas de filamento de Poliálcool vinílico (PVA) de alta tenacidade e baixa fluência. A tensão admissível na geogrelha deve ser minorada através dos fatores de redução, por questões de segurança. Os modelos de geogrelha utilizados foram: Fortrac MP – J1100 e Fortrac MP – J1600.

As especificações técnicas, assim como os fatores de redução dessas geogrelhas, foram obtidas através do catálogo do fabricante.

#### 2.1.2 SOLO

Para o dimensionamento do reforço em geogrelha, foi necessário obter os parâmetros do solo de Umuarama – PR. Dessa forma, foram realizados ensaios de análise granulométrica e compactação proctor normal do solo.

O ensaio de análise granulométrica foi realizado de acordo com a NBR 7181/1984. O solo apresentou a seguinte distribuição granulométrica, areia 76,36%, silte 2,36% e argila 21,29%. A Figura 1 ilustra a curva de distribuição granulométrica do solo.

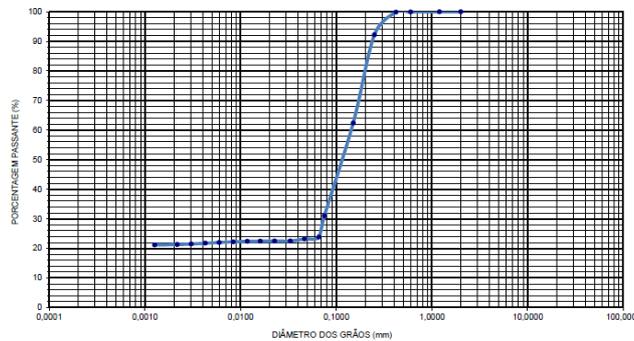


Figura 1. Curva Granulométrica.

Dessa forma o solo foi classificado como uma areia argilosa. Também foi realizado o ensaio de compactação proctor normal, conforme a NBR 7182/1986. A Figura 2 mostra a curva de compactação do solo.

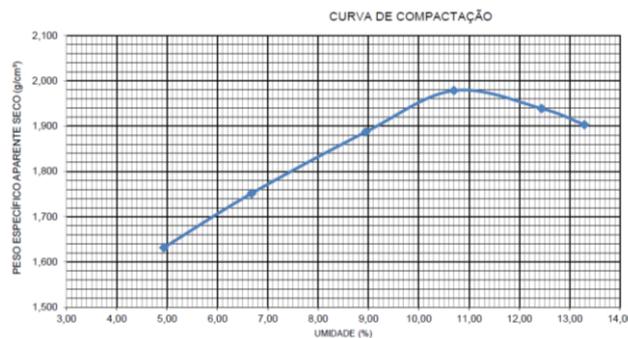


Figura 2. Curva de Compactação.

Os parâmetros de compactação teor de umidade ótima e peso específico máximo seco atingiram os seguintes valores, 10,80% e 1,980 (g/cm<sup>3</sup>), respectivamente. A partir desses dados, foi possível estabelecer os parâmetros do modelo hiperbólico proposto por Duncan (1980). De acordo com Ehrlich e Becker (2009), os parâmetros adotados para esse solo estão dispostos na Tabela 1.

Tabela 1. Parâmetros do solo.

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\Phi$ (°)	$k$	$k_u$	$R_f$	$n$
19	0	30	225	450	0,8	0,40

Onde:  $\gamma$  – Peso específico do solo ( $\text{kN/m}^3$ );  $c'$  – coesão ( $\text{kN/m}^2$ );  $\Phi'$  – Ângulo de atrito interno do solo ( $^\circ$ );  $K$  – é o módulo do modelo hiperbólico de Duncan et al. (1980) para carregamento;  $K_u$  – é o módulo do modelo hiperbólico de Duncan et al. (1980) para descarregamento;  $R_f$  – coeficiente de ruptura;  $n$  – é o expoente dos módulos do modelo hiperbólico de Duncan et al. (1980).

## 2.2 DIMENSIONAMENTO

### 2.2.1 ESTRUTURA DO MURO

Para dar início a modelagem foi necessário realizar um pré-dimensionamento dos elementos de concreto do muro. Tanto as vigas quanto os pilares foram lançados com seções transversais de 20x20 cm. Conforme a Figura 3, os vãos entre pilares possuem 1,8 m e 0,80 m entre as vigas. Para a fundação do muro foram adotadas estacas com 30 cm de diâmetro e 5 m de profundidade.

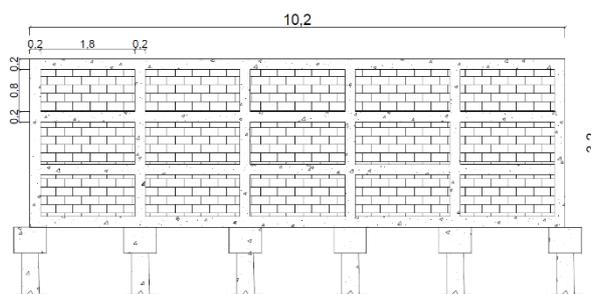


Figura 3. Pré dimensionamento dos elementos.

### 2.2.2 MODELAGEM COMPUTACIONAL

Com intuito de obter as deformações e diagramas de esforços internos dos elementos do muro, foi realizado a modelagem computacional com auxílio do *software Robot Structural Analysis 2018*. A Tabela 2 indica os dados de entrada relativo ao concreto, conforme a NBR 6118/2014.

Tabela 2. Parâmetros do solo.

Propriedades do Concreto – 6118/2014			
fck	E	$\nu$	$\gamma_c$
20	25044	0,2	25

Onde: fck – Resistência característica do concreto (Mpa); E – Módulo de elasticidade longitudinal (Mpa);  $\nu$  – Poisson;  $\gamma_c$  – Peso específico do concreto ( $\text{kN/m}^3$ ).

Para representar o solo optou-se pelo modelo de Winkler, no qual o solo pode ser representado por uma série de molas. Para estipular os valores dos coeficientes das molas, foi utilizado os parâmetros indicados por Alonso (1989), adotando-se o espaçamento de 1 m entre as molas e estaca de 30 cm os valores  $K_{mola}$  (coeficiente de rigidez da mola) são expressos na Tabela 4.

Tabela 3. Parâmetros de rigidez do solo.

Compacidade da areia	Profundidade $z$ (m)	$\eta_h$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$K_{mola}$ ( $\text{kN/m}$ )
Areia fofa	1	2600	780
	2	2600	1560
Areia medianamente compacta	3	8000	7200
	4	8000	9600

Para o cálculo das pressões exercidas pelo maciço de terra sobre a estrutura, utilizou-se a teoria de Rankine para o caso ativo de tensões e terrapleno horizontal. A Figura 4 ilustra a modelagem do muro.



Figura 4. Modelo Computacional do Muro.

### 2.2.3 ANÁLISE DE DEFORMAÇÃO E REFORÇO ESTRUTURAL

Após o lançamento da estrutura, carregamentos atuantes e condições de vinculação foi avaliado a necessidade de reforçar a estrutura, sendo esta avaliação realizada através da análise da deformação da estrutura. Segundo a NBR 6118/2014, pelo estado limite de utilização, os elementos de concreto armado devem ter uma deformação limitada a  $L/250$ , onde  $L$  é o comprimento do elemento. Para o modelo, foi então estabelecido que a deformação máxima permitida é  $H/250$ , ou  $0,4\% H$  onde  $H$  é a altura do muro.

Posteriormente ao processamento de dados, foi verificado a necessidade de reforçar a estrutura. Nesse caso, adotou-se camadas de geogrelhas como reforço para o muro de flexão. A Figura 5 ilustra o funcionamento das geogrelhas como reforço.

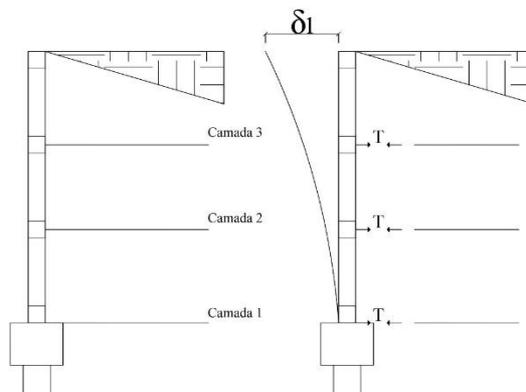


Figura 5. Camadas de Geogrelha.

Com empuxo atuando sobre o muro, a estrutura tende a deformar-se, nesse momento as geogrelhas são ativadas, sendo que o seu funcionamento se assemelha a um tirante. O sistema é basicamente atrativo, portanto, a compactação é um aspecto fundamental para o bom desempenho dessa estrutura. Através do modelo computacional foram lançadas forças contrárias ao empuxo de terra. Essas forças representam a mobilização de tração nas geogrelhas necessária para limitar a deformação da estrutura. Após obter o valor dessas forças, foi utilizado o método de Ehrlich e Mitchell (1994) para o dimensionamento das camadas de geogrelhas.

### 3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

#### 3.1 MURO DE FLEXÃO TIPO “GRELHA” SEM REFORÇO ESTRUTURAL

Primeiramente foi simulado um modelo contendo apenas a estrutura de vigas, pilares e fundação, não havendo presença de elementos de reforço. A NBR 6118/2014 recomenda que seja verificado o Estado Limite de Serviço (ELS), através da combinação quase permanente de ações. Não havendo presença de ações variáveis, a combinação foi realizada com as ações do peso próprio mais o empuxo do solo, ambos com fator igual a 1,0.

Para essa situação, o muro apresentou uma deformação máxima de 13,4 cm, deformação essa que ocorreu no ponto médio da viga localizada no topo do muro.

Em relação a altura do muro, essa deformação equivale a 3,38%, portanto acima do limite estabelecido de 0,4% H. Sendo assim, foi necessário reforçar a estrutura.

## 3.2 MURO DE FLEXÃO TIPO “GRELHA” COM REFORÇO ESTRUTURAL

Conforme visto anteriormente, somente a estrutura do muro sem a presença de elementos de reforço, não foi suficiente para limitar as deformações causadas pelo maciço de terra, sendo necessário, portanto, reforçar a estrutura.

Como solução de reforço, optou-se por fixar 3 camadas de geogrelhas ligadas nas vigas do muro. Para o dimensionamento do reforço, é necessário conhecer a carga de tração atuante sobre o mesmo, essa carga de tração é responsável por absorver parte dos empuxos de terra, limitando a deformação do muro.

Com objetivo de representar as geogrelhas, foram lançadas cargas uniformemente distribuídas ao longo das vigas, no sentido contrário ao empuxo de terra. Essas cargas representam a tração necessária mobilizada nas camadas de geogrelhas para restringir a deformação.

Para determinar o valor dessas cargas, foram realizadas algumas simulações. Com a intenção de limitar a deformação do muro, foram criados diversos apoios do 2º gênero ao longo das vigas.

Dessa forma, os deslocamentos foram limitados, conseqüentemente surgiram forças de reação nesses apoios. Todavia, mesmo que de maneira simplificada, essas forças pontuais foram convertidas em forças distribuídas equivalentes, distribuídas ao longo das vigas.

Assim sendo, obteve-se as cargas de tração necessária em cada camada de geogrelhas, para que a deformação do muro seja limitada. Os valores das cargas estão indicados na Tabela 5.

Tabela 4. Parâmetros do solo.

Camada	$T_{nec}$ (kN/m)
1	10
2	12
3	10

## 3.3 DIMENSIONAMENTO DAS GEOGRELHAS

Inicialmente foi realizado o cálculo da resistência a tração admissível para uma vida útil de projeto de 60 anos. Através dos fatores de segurança, foram minoradas as resistências nominais. Sendo que os valores das trações admissíveis obtidos foram 28,93 kN/m para J1100 e 42,48 kN/m para J1600.

Como a face do muro apresenta elevada rigidez, admitiu-se que o paramento em concreto armado é capaz de fornecer a estabilidade externa para o maciço, sendo então dispensadas essas análises. Para

verificação da estabilidade interna, por representar uma situação mais realista, foi utilizado o método de Ehrlich e Mitchell (1994), que se baseia nas condições de serviço, portanto foi adotada uma sobrecarga de compactação de 60 kN/m<sup>2</sup>.

Através das equações analíticas desenvolvidas por Ehrlich e Mitchell (1994), e com auxílio de planilha eletrônica, realizou-se os cálculos para definição dos comprimentos e tração máxima em cada camada de reforço. A Tabela 6 indica os resultados desses cálculos.

**Tabela 5. Dimensionamento das geogrelhas.**

Camada	Z (m)	Lr (m)	J (kN/m)	Tadm (kN/m)	Tmax (kN/m)	FS
1	3,20	3,0	1100	28,93	13,21	2,19
2	2,10	3,0	1100	28,93	18,06	1,60
3	1,10	3,5	1600	42,48	28,23	1,51

Onde: Z – Altura de solo acima da camada; Lr – Comprimento do reforço; J – Módulo de rigidez longitudinal; T<sub>adm</sub> – Tensão admissível; T<sub>max</sub> – Tensão máxima atuante em cada camada; FS – Fator de Segurança (T<sub>adm</sub>/T<sub>max</sub>).

Ainda complementando a análise de estabilidade interna, foi verificado a resistência ao arrancamento dos reforços (Pr), em função dos comprimentos de embutimento (Le). Os resultados dessa análise estão expressos na Tabela 7.

**Tabela 6. Verificação da resistência ao arrancamento.**

Camada	Z (m)	Le (m)	Pr (kN/m)	Tmax (kN/m)	FS
1	3,20	3,0	192,88	13,21	14,60
2	2,10	2,4	92,19	18,06	5,11
3	1,10	2,3	44,66	28,23	1,58

Nesse caso o fator de segurança é expresso pela razão entre Pr e T<sub>max</sub>.

A Tabela 8 mostra um comparativo entre a carga de tração necessária, obtida através da modelagem numérica e a carga de tração máxima mobilizada em cada camada, calculada através do método de Ehrlich e Mitchell (1994).

Tabela 7. Comparativo entre  $T_{nec}$  e  $T_{max}$ .

Camada	$T_{nec}$ (kN/m)	$T_{max}$ (kN/m)
1	10	13,21
2	12	18,06
3	10	28,23

Através dos cálculos, foi observado que as camadas de geogrelhas são capazes de fornecer a resistência à tração necessária para limitar as deformações. Tanto para análise de tração máxima dos reforços, quanto para análise de arrancamento, Ehrlich e Becker (2009) recomendam um fator de segurança mínimo de 1,5. Esse fator de segurança foi atendido em todas camadas para as duas análises, portanto pode-se considerar os reforços dimensionados capazes de suportar as solicitações.

### 3.4 ASPECTOS ESTRUTURAIS

Através da modelagem foi possível obter os diagramas de esforços internos de todos elementos do muro, esse trabalho não teve, porém, o objetivo realizar o cálculo das armaduras dos elementos de concreto armado, limitando-se então apenas para análise de deformações e esforços internos. A seguir serão apresentados os resultados mais relevantes dessa análise.

Os diagramas de esforços internos apresentados a seguir, são exibidos com relação aos eixos locais dos elementos, a Figura 6 ilustra o sistema de coordenadas local de cada elemento, e a direção do carregamento devido ao empuxo de terra.

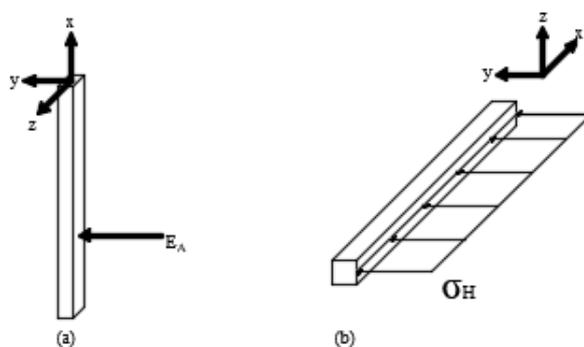


Figura 6. Coordenadas locais; (a) Estacas e Pilares; (b) Vigas.

Os eixos dos pilares/estacas, foram numerados de 1 a 6, da esquerda para direita. Para vigas, no entanto, a numeração foi realizada de acordo com as cotas, sendo a cota 0 relativo a viga da base, e a cota 3,20 m referente a viga do topo.

Analisando as vigas, o diagrama de momento fletor ( $M_z$ ), apresentou comportamento aproximadamente parabólico com valor máximo de 32,23 kN.m. Outro fato observado é que na região central da viga o elemento está sujeito a flexão pura. Nas demais regiões surgiram esforços de torção ( $M_x$ ) e esforços cortantes ( $F_y$ ). A Tabela 9 indica os valores máximos desses esforços.

Tabela 8. Esforços internos nas vigas.

Viga / Cota (m)	$F_y$ (kN)	$M_z$ (kN.m)	$M_x$ (kN.m)
0 (base)	8,45	21,68	17,98
1,10	18,54	29,86	15,37
2,10	19,36	34,47	8,88
3,20	17,58	40,29	4,93

Para os pilares, foi observado que em sua base existem esforços internos de momento fletor ( $M_z$ ), indicando que ocorre a transmissão de esforços de momento para o topo das estacas de fundação.

Conforme a Tabela 10, cabe salientar que devido a simetria da estrutura, a distribuição de esforços também se deu de forma simétrica.

Tabela 9. Esforços internos nos pilares.

Pilar / Eixo	$F_y$ (kN)	$M_z$ (kN.m)	$M_x$ (kN.m)
1 e 6	38,83	31,13	13,70
2 e 5	17,05	14,45	12,75
3 e 4	30,68	23,52	4,52

Um ponto interessante nessa análise é que na prática costuma-se chamar de pilar o elemento de concreto armado orientado na direção vertical. Conforme a NBR 6118/2014, os pilares são definidos como: “elementos lineares de eixo usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes”. Porém os esforços preponderantes nesses elementos do muro são devido a flexão. Segundo a norma citada acima, as vigas são definidas como: “elementos lineares em que a flexão é preponderante”. Sendo assim, esses elementos devem ser dimensionados como vigas.

Também foram analisados os esforços internos nas estacas, esses elementos estão sujeitos a carregamentos transversais no topo. Os valores dos esforços internos das estacas estão dispostos na Tabela 11.

Tabela 10. Esforços internos nas estacas.

Estaca / Eixo	Fy (kN)	Mz (kN.m)
1 e 6	5,29	10,72
2 e 5	36,59	51,94
3 e 4	53,93	79,58

Conforme citado anteriormente, para fundação do muro foram adotadas estacas com 30 cm de diâmetro e 5 m de profundidade. Rossi (2017) mostrou em seu trabalho, através do método de Aoki e Velloso, que para o solo de Umuarama-PR uma estaca com diâmetro de 32 cm e 5 m de profundidade é possível de oferecer uma resistência lateral de 69,70 kN.

Através da modelagem foi possível obter os diagramas de esforços internos e a estaca mais solicitada à compressão apresentou uma força de 11,26 kN. Por simplificação do modelo não foram feitas verificações de capacidade de carga e com base no trabalho de Rossi (2017) assumiu-se que a fundação fornece resistência suficiente para o muro de flexão tipo grelha.

### 3.5 ARRANJO FINAL DO MURO DE FLEXÃO TIPO “GRELHA” REFORÇADO COM GEOGRELHAS.

Alguns detalhes construtivos são importantes para o bom desempenho do sistema, sendo o primeiro deles a drenagem. Vertematti (2004) recomenda que a estrutura reforçada, sempre que possível, deve estar livre da presença de águas freáticas. Portanto deve-se tomar um cuidado especial com a drenagem do sistema.

Outro fator importante é a rigidez da face. Pedroso (2000) relata a influência da rigidez da face em estruturas com solos reforçados, destacando que a face rígida contribui para o confinamento do solo e absorve os empuxos em sua superfície, reduzindo o deslocamento do maciço. Apesar de vários autores comprovarem a influência da rigidez da face nesse tipo de estrutura, os métodos de dimensionamento convencionais não levam em consideração a contribuição dessa rigidez.

Com base nesses detalhes e seguindo as recomendações de Ehrlich e Becker (2009) e Vertematti (2004). A Figura 7 apresenta o arranjo final da estrutura de contenção.

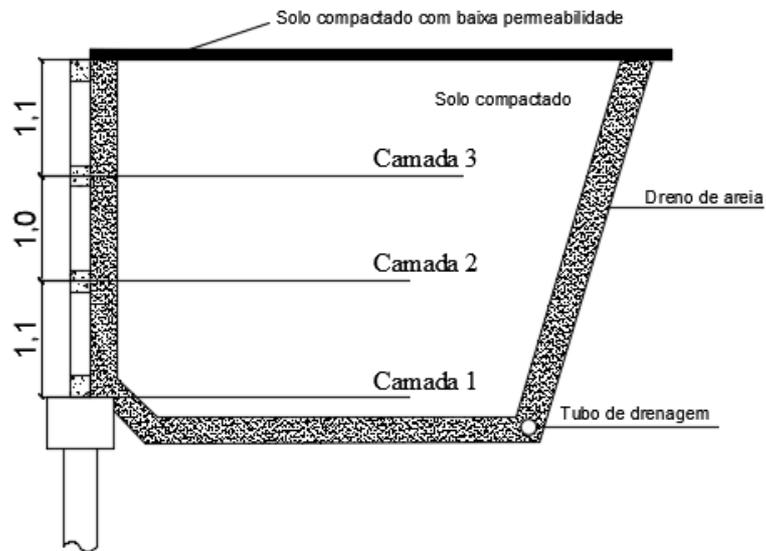


Figura 7. Arranjo final da estrutura.

A Tabela 12 indica as especificações de cada camada de geogrelha.

Tabela 11. Especificações de cada camada.

Camada de reforço	Cota (m)	Geogrelha Fortrac® MP	Comprimento Lr (m)
1	0,00	J1100	3
2	1,10	J1100	3
3	2,10	J1600	3,5

## 3. CONCLUSÕES

Através desse trabalho foi possível concluir que as geogrelhas podem ser utilizadas como reforço estrutural do muro de flexão com seção tipo “grelha”. Utilizando-se o método de Ehrlich e Mitchell (1994), foi possível definir os espaçamentos e tração máxima em cada camada.

Para limitar da deformação excessiva do muro, adotou-se 3 camadas de geogrelhas ligadas nas vigas intermediárias e de base da estrutura. Essa solução se mostrou eficiente, capaz de limitar a deformação e absorver os empuxos de terra.

A modelagem computacional mostrou-se uma ferramenta poderosa para auxiliar as projetistas estruturais a entender melhor o comportamento e esforços atuantes na estrutura. A partir dos esforços internos da estrutura, o projetista pode realizar o dimensionamento das armaduras conforme a NBR 6118/2014. Nessa análise foi observado que os esforços preponderantes nas vigas e pilares são devido a flexão, porém em alguns elementos surgiram esforços de torção. Na prática, de forma geral os esforços de torção são desconsiderados. Dessa forma recomenda-se que para um melhor dimensionamento estrutural do muro deve ser feita uma análise crítica sobre a influência da torção nessas vigas.

Por fim, além de alcançar os objetivos propostos, o trabalho abriu espaço para futuras pesquisas em torno da utilização de geossintéticos como elementos de reforço para estruturas de contenção.

## AGRADECIMENTOS

Agradecemos a Universidade Estadual de Maringá, especialmente ao campus regional de Umuarama-PR - DTC, pelo incentivo e contribuição dada ao longo dessa pesquisa.

## REFERÊNCIAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICA. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICA. NBR 7181: Solo – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICA. NBR 7182: Solo – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 2016.

ALONSO, Urbano Rodriguez. Dimensionamento de fundações profundas. São Paulo: Edgard Blucher, 1989.

AUTODESK. Robot Structural Analysis 2018.

Disponível em: <<https://www.autodesk.com/education/free-software/robot-structural-analysis-professional>>.

BASSI, N. M. Metodologia de cálculo de muro de arrimo na região de Umuarama. 2016. 83 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Maringá, Umuarama - Pr, 2016.

CINTRA, J. C; AOKI, N. Carga Admissível em Fundações Profundas. São Paulo: EESC USP - Projeto Reenge, 1999.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. Fundações por estacas: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

EHRlich, M.; BECKER, L. Muros e Taludes de Solo Reforçado: projeto e execução. São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

EHRlich, M.; MITCHELL, J. K. Working Stress Design Method for Reinforced Soil Walls. Journal of Geotechnical Engineering, v. 120, n. 4, p.625-645, abr. 1994.

MITCHEL, V. e VILLET, W. Reinforcement of earth slopes and embankments. National Cooperative Highway Research Program Report n.290, 162 p. 1987

PEDROSO, Emerson Oliveira. Estruturas de Contenção Reforçadas com Geossintéticos. 2000. 90 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Eesc/usp, São Carlos, 2000

ROSSI, M. L. Modelagem numérica de muros de flexão na região de Umuarama. 2017. 83 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Maringá, Umuarama, 2017.

VERMATTI, José Carlos. Manual Brasileiro de Geossintéticos. São Paulo: Blucher, 2009.

# Capítulo 16

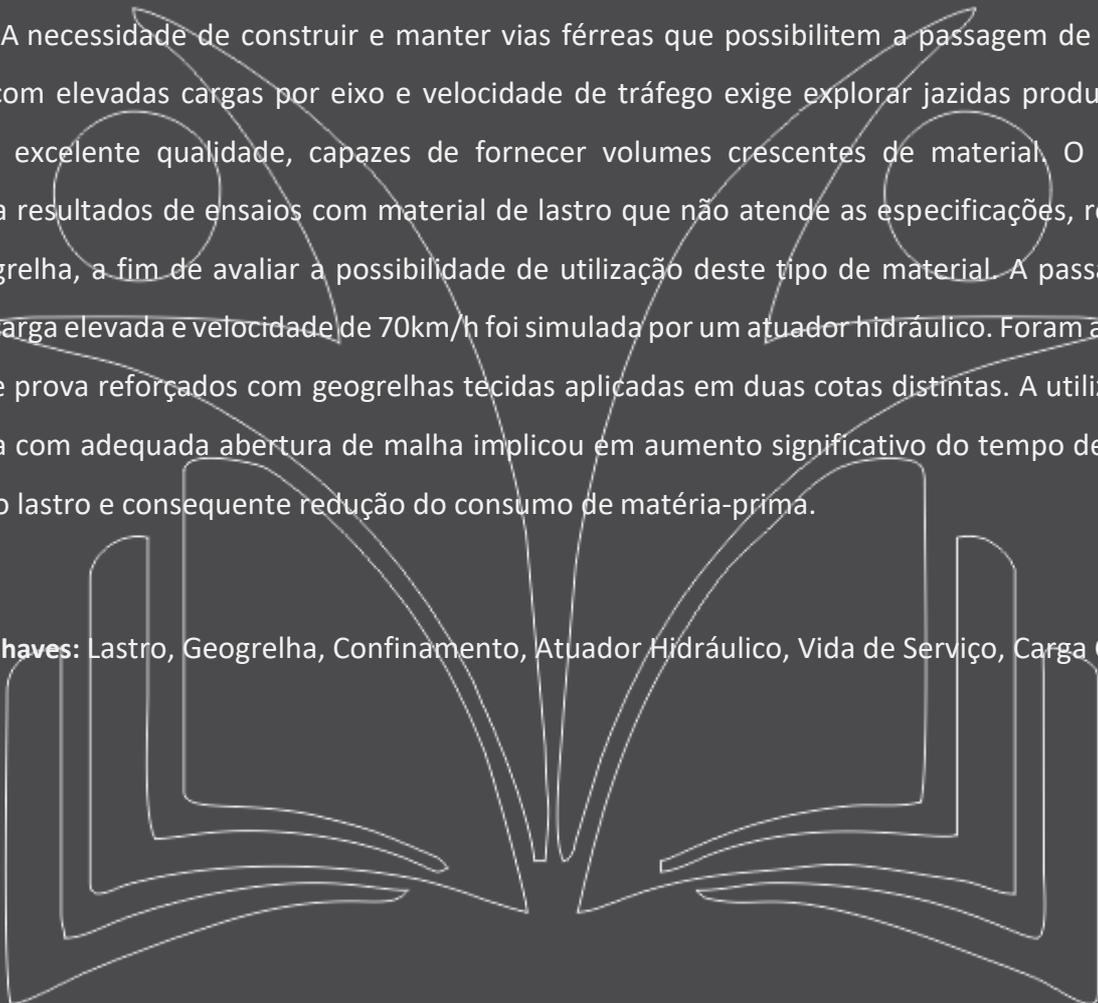
## A INFLUÊNCIA DOS REFORÇOS POR GEOGRELHA SOBRE A VIDA DE SERVIÇO DE LASTROS FERROVIÁRIOS DE ALTO TRÁFEGO E CARGA ELEVADA.

*Luiz Gustavo Paulo Oran (ITA-Instituto Tecnológico de Aeronáutica)*

*Delma de Mattos Vidal (ITA-Instituto Tecnológico de Aeronáutica)*

**Resumo:** A necessidade de construir e manter vias férreas que possibilitem a passagem de trens de minério com elevadas cargas por eixo e velocidade de tráfego exige explorar jazidas produtoras de lastro de excelente qualidade, capazes de fornecer volumes crescentes de material. O trabalho apresenta resultados de ensaios com material de lastro que não atende as especificações, reforçado com geogrelha, a fim de avaliar a possibilidade de utilização deste tipo de material. A passagem de trens de carga elevada e velocidade de 70km/h foi simulada por um atuador hidráulico. Foram avaliados corpos de prova reforçados com geogrelhas tecidas aplicadas em duas cotas distintas. A utilização de geogrelha com adequada abertura de malha implicou em aumento significativo do tempo de vida de serviço do lastro e consequente redução do consumo de matéria-prima.

**Palavras-chaves:** Lastro, Geogrelha, Confinamento, Atuador Hidráulico, Vida de Serviço, Carga Cíclica.



## 1. INTRODUÇÃO

Entre os aspectos mais estudados atualmente acerca do desempenho de ferrovias, o lastro ocupa papel central. O particulado, comumente chamado de brita 3, é o mais usualmente utilizado nessa aplicação. Dentre as nove recomendações das características físicas e mecânicas citadas pela DNIT-ISF-212:2015, a abrasão Los Angeles Máxima para essa aplicação não deve ultrapassar 30% e a proporção máxima de partículas não cúbicas deve ser de 15%.

Tais propriedades são encontradas em britas de lastro de alta qualidade, mais caras e de difícil obtenção em decorrência do esgotamento das jazidas desse padrão de material. As cargas cíclicas decorrentes do tipo de carregamento aplicado pelas composições ferroviárias causam efeitos distintos das formulações de cargas estáticas utilizadas nos modelos matemáticos e analíticos em estudos e projetos de vias permanentes assentados em teorias clássicas de elasticidade.

A movimentação constante das partículas entre si aumenta o desgaste por abrasão e assim a geração de finos cresce em paralelo à quebra de partículas. Conforme esse percentual aumenta, a resistência ao cisalhamento da estrutura do lastro é reduzida e os recalques laterais e longitudinais ao longo da via têm sua incidência acelerada. A quebra das partículas altera a granulometria do lastro e o módulo resiliente é afetado. Esse fato acelera o desgaste do material rodante e da própria ferrovia.

A opção de utilização de materiais menos nobres de lastro para aplicação na superestrutura de ferrovias reduz ainda mais o tempo de vida de serviço. Outro fator importante é a magnitude da relação carga/eixo no trem. Quanto maior essa razão no carregamento cíclico, maior a degradação do particulado. A alternância entre tensão máxima aplicada sob o eixo do trem e a tensão residual resultante após a passagem do eixo tem maior interveniência sobre a degradação do lastro decorrente da máxima tensão aplicada que da amplitude entre ambas as tensões. Em outras palavras, o efeito causado pela tensão máxima é mais significativo que o devido à diferença entre tensão máxima e tensão residual. Associada a esses aspectos, a velocidade com que a composição passa na via impõe a frequência do carregamento e seu efeito na degradação é maior quanto maior for a velocidade.

Para trens com vagões GDT, típicos da Estrada de Ferro Carajás (EFC) da VALE, mineradora e produtora de minério ferro, é frequente considerar carregamento de 37,5 toneladas/eixo, a uma velocidade média de 70 km/h. Essas características de aplicação de carga cíclica exigem manutenções com intervalos mais reduzidos entre si.

A avaliação do estado de conservação das linhas são realizados pela medida do abatimento vertical da via ou pelo grau de contaminação por finos no lastro. No primeiro caso, Magalhães et al. (2009) afirmam que nivelamentos com levantes de 2,5 cm, por exemplo, correspondem a uma reposição de 3,5% do volume total do perfil do lastro para a Estrada de Ferro Vitória-Minas da VALE. Em relação à contaminação por finos, esses autores indicam que o teor de finos (endógenos e exógenos) até 40% não comprometem a elasticidade e a drenagem, com formação de laqueados que reduzem a vida de serviço da via. As consequências dessas intervenções, além dos custos diretos envolvidos, são as paradas de fluxo necessárias para o serviço e o consumo elevado de brita utilizada para os levantes de nivelamentos e os desguarnecimentos. Esse maior consumo de material, gerado pelas características dos vagões e das cargas transportadas, impõe acréscimo na extração de matéria-prima e na produção de brita para

lastro.

Os impactos ambientais que disso decorrem têm relação com os grandes volumes de solo escavado. Resultam em desmatamento, destruição de espécies vegetais e animais das matas, erosão superficial e possíveis erosões profundas ocasionadas pela alteração de regimes hídricos.

Investigações que resultem em aumento da vida de serviço de lastros ferroviários têm reflexo direto nas perspectivas ambiental e econômica da logística ferroviária. Neste artigo apresentamos resultados obtidos por meio de simulações satisfatoriamente realísticas. Para tanto, foi utilizado um atuador hidráulico do Instituto de Aeronáutica e Espaço (IAE/ASA-E) da sub-divisão de Ensaios Estruturais do DCTA, em São José dos Campos.

O carregamento cíclico foi aplicado sobre amostra de brita da Pedreira Jambreiro/ SERVENG, cujas características físicas e mecânicas não atendiam de forma plena e satisfatória à recomendação do DNIT- ISF-212:2015. Os índices avaliados do material foram a resistência à abrasão Los Angeles, massa específica aparente e o percentual máximo de partículas não cúbicas. Essa escolha foi resultado da avaliação das propriedades mais relevantes em um ensaio controlado feito em laboratório, sem exposição a intempéries.

A massa específica aparente medida atendeu à recomendação. A residência ao desgaste e o percentual máximo de partículas não cúbicas ficaram aquém do requerido no documento.

Os resultados obtidos nos ensaios realizados no atuador hidráulico foram feitos em duas situações específicas: i) sem reforço e ii) com reforço por geogrelha de poliéster tecida. O reforço foi aplicado

no interior do corpo de prova do lastro e não na camada subjacente, já que a base do corpo-de-prova estava apoiada em uma chapa metálica sobre piso de concreto.

O número de ciclos aplicados foi de 200.000, pois a partir de 20.000 ciclos, o padrão de comportamento do lastro sob carregamento cíclico já está caracterizado, com o grau de abatimento já bem estabelecido.

As análises foram realizadas por meio de comparação direta entre o abatimento medido e quantidade de finos gerados pelos corpos de prova. Dessa maneira, por esses indicadores, pode-se estimar os ganhos esperados no tempo de vida de serviço do lastro após a aplicação de reforço com a geogrelha utilizada e a redução no consumo de matéria-prima de lastro.

## 2. SUPERESTRUTURA DA FERROVIA

### 2.1 LASTRO CONVENCIONAL

Composta por elementos estruturais, a via permanente pode ser entendida como uma grade constituída pelos componentes longitudinais (trilhos), fixos aos dormentes (componentes transversais) por meio de elementos de fixação de trilhos, apoiada em um meio elástico composto por lastro, sub-lastro, plataforma da via (ou outro meio elástico). Por isso pode ser tratada como uma viga contínua sobre apoio elástico e aparelhos especiais de via (NABAIS 2014).

Segundo Magalhães et al. (2009), a superestrutura ferroviária se caracteriza por um conjunto de quatro elementos heterogêneos (trilhos, dormentes, fixação e lastro) - embora alguns autores incluam o sub-lastro como quinto componente da superestrutura - cuja interação ocorre para suprir de forma adequada as condições de suporte, pista de rolamento e guia para o material rodante que sobre ela trafega.

Por essa razão, o chamado sub-lastro é considerado integrante da camada superior da infraestrutura por protagonizar importante papel no desempenho da ferrovia. Entretanto, não faz parte da abordagem deste trabalho, cujo ponto focal está nas características do lastro com e sem reforço por geogrelha, assentado em base de características rígidas, para análise do lastro em si e dos fatores intervenientes em configurações com reforços.

### 2.2 ALTURA DO LASTRO

Um parâmetro importante é a altura mínima do lastro, cuja dimensão afeta diretamente o espaçamento das cargas, o grau de vibração da composição e o conforto dos passageiros. Assim, a

engenharia ferroviária buscou classificá-lo por sua espessura. O DNIT- ISF-212:2015 sugere a subdivisão feita em três classes conforme as alturas mínimas abaixo, igualmente para aterros quanto para cortes em materiais de primeira categoria, bem como em cortes em rochas devidamente rebaixados:

- a) Classe I (Grande Porte) - 40 cm;
- b) Classe II (Médio Porte) - 30 cm;
- c) Classe III (Pequeno Porte) - 25 cm.

O particulado deve possuir um grau de confinamento mínimo para que sua estrutura se mantenha adequada à sua finalidade. Assim, para os ombros do lastro, as diretrizes são tomadas da AREMA (America Railway Engineering and Maintenance- of- Way Association). Ela estabelece que a largura do ombro não deve ultrapassar 12", isto é, 30,48 cm.

Para a Instrução DNIT-ISF-212:2015, o talude não deve ter inclinação menor que 1:1,5 (altura-base) e devem ser observadas as dimensões mínimas de ombro de lastro:

- a) Classe I - 30 cm;
- b) Classe II - 20 cm;
- c) Classe III - 15 cm.

No caso de trilhos TLSs (trilhos longos soldados), o ombro do lastro deve ter no mínimo 30 cm independentemente da classe.

## 2.3 LASTRO COM REFORÇO CONVENCIONAL

A aplicação de reforços com geossintéticos é utilizada há décadas na engenharia ferroviária. O geotêxtil é utilizado na função reforço na camada subjacente, exatamente na interface lastro/sub-lastro e na função separador e filtro para evitar bombeamento de finos. Como revestimento do perfil do lastro, o geotêxtil age na função filtro para evitar a contaminação e colmatação por finos provenientes das cargas de minério de ferro e carvão, a ponto de reduzir sua capacidade de drenagem e sua residência ao cisalhamento.

Geogrelhas igualmente são utilizadas na função reforço. Aplicados na interface lastro/ sub-lastro, esses geossintéticos melhoram as características de resistência ao cisalhamento do sub-lastro ou mesmo da plataforma da via permanente e também aumentam o grau de imbricamento das partículas.

## 2.4 LASTRO COM REFORÇO NÃO CONVENCIONAL

### 2.4.1 REFORÇO EM ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

Para melhor desempenho no imbricamento, estudos de Brown et al. (2007) indicaram que a relação entre a abertura das geogrelhas e o diâmetro nominal do lastro deve estar sob uma razão entre 1,2 e 1,6.

Em ensaios de cisalhamento direto, Cook e Horvat (2014) e Horvat e Klompmaker (2014), verificaram existir uma zona de influência cujo desempenho seria diretamente influenciado pela rigidez dos nós e a taxa de fluência dos elementos constituintes das geogrelhas. Essa zona segue por cerca de 2 dezenas de centímetros acima e abaixo do ponto de aplicação do reforço.

### 2.4.2 EFEITOS DE TENSÃO CONFINANTE EM LASTRO SOB CARGA CÍCLICA

A interveniência da tensão confinante foi melhor detalhada por outros pesquisadores. Uma significativa caracterização do grau de confinamento como fator interveniente sobre o índice de quebra do lastro em ensaios triaxiais foi dada por Lackenby et al. (2007) e Indraratna et al. (2005). Ao tratarem do comportamento de degradação do lastro sob cargas cíclicas apresentaram-no conforme três zonas:

DUDZ ( $\sigma'_3 < 30$  kPa), ODZ ( $30$  kPa  $< \sigma'_3 <$

$75$  kPa), CSDZ ( $\sigma'_3 > 75$  kPa) e o conceito de BBI (índice de quebra de lastro).

DUDZ (Dilatant unstable degradation zone): Amostras submetidas a  $\sigma'_3$  baixo, com aumento da dilatação volumétrica devido à rápida e significativa deformação radial e axial sofrem considerável dilatação e ampla quebra no início do carregamento associada à deformação axial e à taxa de dilatação máximas.

ODZ (Optimum degradation zone): A faixa  $\sigma'_3$  é diretamente influenciada pela magnitude aplicada na máxima tensão desviatória ( $q_{max, cyc}$ ). Esses autores defendem que um menor acréscimo em  $\sigma'_3$  causaria distribuição ótima de tensão de contato interno, gerando reduzidas concentração de tensão e de tração com conseqüente menor quebra de partículas. De outro lado, acréscimos em  $\sigma'_3$  causariam menor deformação axial.

CSDZ (Compressive stable degradation zone): Nesse caso, afirmam que a dilatação e o movimento das partículas é consideravelmente supresso. O motivo seria a elevada tensão confinante. Em

síntese, a mobilidade reduzida e a elevada tensão dos pontos de contato são as diferenças mais significativas entre ODZ e CSDZ. Como consequência, o abatimento é menor, porém há maior quebra de partículas na estrutura.

### 3. REFORÇO DENTRO DO CORPO DO LASTRO

A ideia de aplicação de reforço dentro do corpo do lastro e submetido a carregamento cíclico em escala natural levou em consideração a hipótese da existência de uma zona de influência em torno do ponto de aplicação e a influência da tensão confinante sobre a degradação do lastro submetido também a cargas cíclicas. A abrasão Los Angeles do Corpo de Prova do lastro atingiu 35% e o percentual de partículas não cúbicas acima de 30%.

As propriedades índice e funcionais da geogrelha como resistência ao funcionamento, rigidez dos nós, rigidez dos elementos singulares e abertura da malha influenciam diretamente sua capacidade de confinamento do particulado. Foi selecionada para reforço a geogrelha bidirecional - FORTRAC 8080 70T - de poliéster tecida, cuja abertura de 70 mm em ambas as direções atende à proporção entre 1,2 e 1,6 para a razão abertura da malha/diâmetro nominal do agregado para melhor resultado de eficiência no confinamento, como mostra a Figura 1.



Figura 1. Geogrelha e Lastro

Para avaliar o grau de influência do reforço confinante sobre o lastro, as cotas de aplicação escolhidas foram a 10 centímetros e a 20 centímetros da base, para o corpo de prova de lastro com 30 centímetros de altura. Esses corpos de prova foram construídos de maneira a maximizar a influência do reforço. Suas características geométricas são de tronco de pirâmide, com base inferiores e superiores quadrangulares (115 x 115 cm e 25 x 25 cm), respectivamente, conforme Figura 2. Maiores detalhes sobre a montagem, procedimento e resultados destes ensaios estão indicados em Oran e Vidal (2018).

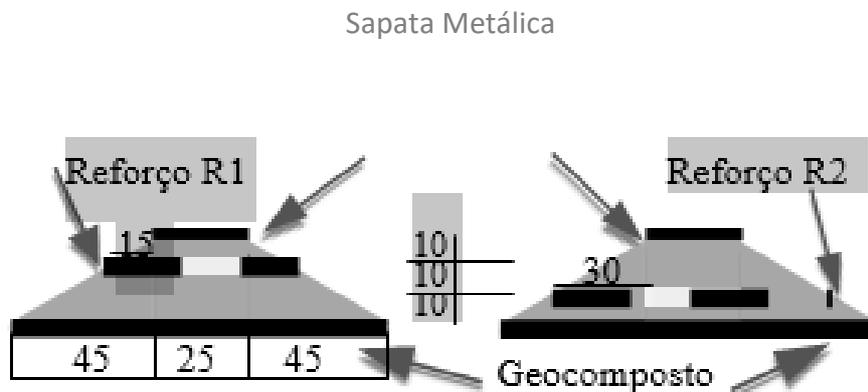


Figura 2. Corpos de prova reforçados no atuador hidráulico (dimensões em centímetros). Adaptado de Oran e Vidal (2018).



Figura 3. Atuador Hidráulico

O número de ciclos aplicados nesse carregamento foi de 200.000. No corpo de prova sem reforço, o abatimento chegou a 4,3 cm. No reforço R1 foi de 1,7 cm e no reforço R2 foi de 2,6 cm, sob mesmas condições de geometria e carregamento no ensaio. A estrutura de ensaio com atuador hidráulico está ilustrada na Figura 3. Nestas condições, a geração de finos foi diferente para cada situação descrita, conforme ilustrado na Tabela 1.

Tabela 1. Massa de Finos gerada com 200.000 ciclos.

Solo	Finos (g)
Sem Reforço	2.698
Reforço 1	694
Reforço 2	1.228

O abatimento vertical foi significativamente distinto conforme os reforços foram alterados para as mesmas condições de carregamento cíclico, por 200.000 ciclos, como mostrado na Tabela 2.

Tabela 2. Abatimentos Verticais dos Corpos de Prova

Reforço	Batimento (mm)
Sem Reforço	43
Reforço 1	17
Reforço 2	26

## 4. LEVANTES DE NIVELAMENTO

Considerando composições formadas por 330 vagões do tipo GDT, carregados com 150 toneladas cada, 200.000 ciclos correspondem a

151 trens nessas características, cada trem transportando 49.500 toneladas por viagem. Desse modo, 200.000 ciclos correspondem a 50.000 vagões de carga ou 7.500.000 toneladas de minério de ferro transportadas. Estima-se que a Estrada de Ferro Carajás transporte 120.000.000 de toneladas de carga por ano. Equivalente a 3.200.000 ciclos de carga por 892 km de extensão.

Com as proporções assinaladas, conforme Magalhães et al. (2009), cada 2,5 cm de abatimento no perfil da via, corresponde a 3,5% de perda de volume total de material. A Tabela 3 compara os percentuais de volumes de brita consumidas em cada situação de reforço para estas características de carregamento.

Tabela 3. Volume de brita total no perfil para reposição com levante de nivelamento.

Reforço	% Volume de brita	Estimativa de levantes
Sem Reforço	5,30	1,5
Reforço 1	1,14	0,3
Reforço 2	3,35	1,0

## 5. CONCLUSÕES

A utilização de reforço com geogrelha resultou em economia de 5 vezes quando posta na cota 20 cm a partir da base e economia de 1,5 vezes quando posta na cota a 10 centímetros da base. Tal resultado implica que mesmo com materiais de característica desfavoráveis para aplicação em lastros ferroviários, a presença de reforços adequadamente interpostos e dimensionados, pode proporcionar ganhos reais no tempo de vida de serviço dos lastros e por conseguinte, menos paradas de intervenção e menores volumes de extração de materiais para reposição nos levantes e desguarnecimentos.

Outras propriedades como rigidez dos nós, espessura e rigidez dos elementos da geogrelha possuem interveniência sobre os resultados do desempenho do lastro e do geossintético. O módulo de Resiliência é influenciado diretamente por esses parâmetros.

Fatores de redução para essas propriedades estão sendo avaliados para quantidades de ciclos mais elevados. Todos esses estão sendo investigados e tratados estatisticamente.

## AGRADECIMENTOS

Agradecemos ao IAE - Instituto de Aeronáutica e Espaço, sub-divisão de Ensaios Estruturais ASA-E do DCTA em São José dos Campos.

## REFERÊNCIAS

Brown, S. F.; Kwan, J.; Thom, N. H. (2007) Identifying the key parameters that influence geogrid reinforcement of railway ballast. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 25, n. 6, p. 326–335.

Cook, Jonathan. e Horvat, Ferenc. (2014) Assessment of Particle of confinement within a mechanically stabilized layer, IGS, DGGT, Berlin.

DNIT-ISF-212. Projeto de Superestrutura da via permanente - Lastro e Sublastro, DNIT, 2015. Horvat, F. e Klompaker, J. (2014) Investigation of Confinement Effect by Using the Multi-Level Shear Box Test.

Indraratna, B.; Lackenby, J.; Christie, D. (2005) Effect of confining pressure on the degradation of ballast under cyclic loading. *Géotechnique*, v. 55, n. 4, p. 325–328.

Lackenby, J., Indraratna, B. e McDowell, G. (2007) The Role of Confining Pressure on Cyclic Triaxial Behavior of Ballast. *Géotechnique*, Institution of Civil Engineer, UK, v. 55, n. 4 p. 325-328.

Magalhães, P. C. B., Duval Filho, E., Silva, M. W P. (2009) Via Permanente - Módulo VIII. São Luís: VALER - Educação VALE.

Oran, L. G. P e Vidal, D. M. Interveniência de Reforço em Lastro Ferroviário sob Carga de Alto Tráfego, *Revista Geotecnia*, Lisboa, no 145 – março/marzo/ march 2019 – pp. 29-41 <http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.145.03> – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia.

# Capítulo 17

## AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLO TÍPICO DE MANAUS/AM ADITIVADO COM RESÍDUOS POLIMÉRICOS

*Brendo Wesley Souza de Azevedo (Universidade Federal do Amazonas)*

*Juliano Rodrigues Spínola (Universidade Federal do Amazonas)*

*Cláudia Ávila Barbosa (Universidade Federal do Amazonas)*

*Consuelo Alves da Frota (Universidade Federal do Amazonas)*

**Resumo:** O desenvolvimento urbano, segundo uma diretriz efetiva, que busque minimizar de forma correta os impactos ambientais, torna-se constantemente necessário, tal como a busca de soluções ao descarte de resíduos. Dentro desse contexto, a Engenharia Civil recorre cada vez mais ao aproveitamento de materiais descartáveis para minorar a exploração dos recursos naturais. Em especial, no caso da Geotecnia, por exemplo, o melhoramento do solo como material de construção. O presente estudo aborda o comportamento mecânico de um solo típico de Manaus-AM aditivado com subprodutos oriundos da reciclagem de rejeitos plásticos, provenientes das indústrias do Distrito Industrial de Manaus. O solo natural e a composição solo + 2% resíduo polimérico, avaliaram-se quanto ao comportamento mecânico pelos ensaios de Resistência à Compressão Simples (RCS) e Resistência à Tração (RT) por Compressão Diametral, nas idades de 3 e 7 dias de cura. Constatou-se, notadamente, para a formulação alternativa, relativo ao solo natural, um aumento significativo igual a 126,3% da resistência à compressão simples, bem como um ganho de 41% da resistência à tração. Portanto, comprovando-se uma alternativa técnica-ambiental à construção de subcamadas de pavimentos regionais.

**PALAVRAS-CHAVE:** estabilização; resíduo polimérico; resistência à compressão simples; resistência à tração.

## 1. INTRODUÇÃO

A evolução das cidades, com o concomitante desenvolvimento das áreas urbanas, tem contribuído substancialmente para o crescimento dos impactos ambientais. No espaço urbano, determinados aspectos culturais, como o consumo de produtos industrializados, apontam o potencial de transformação do ambiente. Sendo assim, os costumes e hábitos relacionados a produção de resíduos, devido ao exacerbado consumo, são grandes responsáveis por alterações ambientais (MUCELIN; BELLIN, 2008 *apud* IZZO; NAGALLI, 2013). Por conseguinte, surge o paradigma do desenvolvimento sustentável e a gestão ambiental que oportuniza a procura de alternativas viáveis para utilização de sobras e resíduos da produção industrial de forma a amenizar os passivos ambientais (MEIRELES, 2016).

Neste contexto, sendo o solo um dos elementos fundamentais para o desempenho das técnicas utilizadas em Engenharia Civil, contempla-se dentro do campo da Geotecnia, a possibilidade da transformação de resíduos ambientais em material de construção. Destaca-se, em particular, o tratamento de solos com baixa capacidade de suporte mediante técnicas de estabilização, que apresenta-se como alternativa para utilização de subprodutos, tendo em vista a potencial contribuição para o aprimoramento das propriedades mecânicas desses materiais naturais.

Em Manaus – AM, segundo dados da Superintendência da Zona Franca de Manaus, foram geradas 819 mil toneladas de resíduos no ano de 2013, dos quais, aproximadamente, 94 mil toneladas eram de materiais plásticos (SUFRAMA, 2014 *apud* MEIRELES, 2016). Nesta conjuntura, salienta-se o trabalho executado por recicladoras, regularmente fiscalizadas pelo Instituto de Proteção Ambiental do Amazonas (IPAAM), que gerenciam e tratam os referidos subprodutos originários do Distrito Industrial de Manaus.

Com base no exposto, o estudo em pauta investigou o efeito da inserção de um estabilizante não-convencional, proveniente do Distrito Industrial de Manaus, em solo típico da região, comumente utilizado em bases de pavimentos. Tal material é constituído por resíduos poliméricos micronizados resultantes da reciclagem de plásticos, predominantemente formado de policloreto de vinila (PVC). Analisar-se-á o comportamento mecânico quanto à compressão simples e a tração por compressão diametral.

## 2. MATERIAIS E MÉTODOS

### 2.1 MATERIAIS

#### 2.1.1 SOLO

Coletou-se o solo na Av. Grande Circular, localizada no bairro Tarumã, em Manaus, e nas coordenadas geográficas 3° 3'2.95"S e 60° 4'1.15"O. Armazenou-se esse material em sacos de 50kg, sendo guardados no depósito de materiais do Grupo de Pesquisa em Geotecnia (GEOTEC/UFAM). As amostras para ensaios, após secagem prévia, foram preparadas de acordo com as recomendações da NBR 6457/16.

#### 2.1.2 RESÍDUO POLIMÉRICO

Subproduto da reciclagem de rejeitos plásticos procedente das indústrias do Distrito Industrial de Manaus, o resíduo polimérico foi doado ao Grupo GEOTEC pela recicladora Coplast Resíduos Plásticos, instalada na cidade de Manaus/AM, Avenida dos Oitis, Distrito Industrial. O material é composto pelo polímero policloreto de vinila (PVC), sendo obtido logo após o ciclo de operações referentes ao tratamento de resíduos sólidos da empresa. Acondicionaram-se as amostras em saco plástico para o envio ao Laboratório de Solos do GEOTEC. Caracterizou-se o material como totalmente passante na peneira de abertura 0,60mm, correspondente a faixa granulométrica de silte (NBR 6502/1995), para realização dos ensaios de compactação e comportamento mecânico.



Figura 1: Materiais: solo natural (à esquerda) e resíduo polimérico (à direita).

## 2.2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Realizaram-se os ensaios de consistência, a fim de se determinar a plasticidade do solo e da composição solo-2%resíduo. O limite de liquidez seguiu as prescrições da NBR 6459/2016 e o limite de plasticidade acompanhou a norma NBR 7180/2016. Observa-se que a porcentagem de resíduo adicionada baseou-se no total de massa seca do solo. Consoante a análise granulométrica, conduziu-se de acordo com a NBR 7181/2016. O ensaio de compactação, por sua vez, realizou-se na energia de compactação do Proctor modificado, em conformidade com a NBR 7182/16.

## 2.3 COMPORTAMENTO MECÂNICO

Fundamentado nos parâmetros de compactação, produziram-se as amostras cilíndricas com o solo natural e a formulação alternativa. Confeccionaram-se três corpos de prova para cada composição e tempo de cura, totalizando vinte e quatro CP's.

Após a moldagem as amostras permaneciam na estufa durante 24h, sob temperatura de 60 °C (Figura 2a). Após esse periodo mantinham-se a temperatura ambiente por 3 e 7 dias. Terminado esse processo, executavam-se os testes mecânicos de resistência à compressão simples (Figura 2b) e resistência à tração por compressão diametral (Figura 2c) na Prensa Universal de Ensaio (UTM/IPC Global).

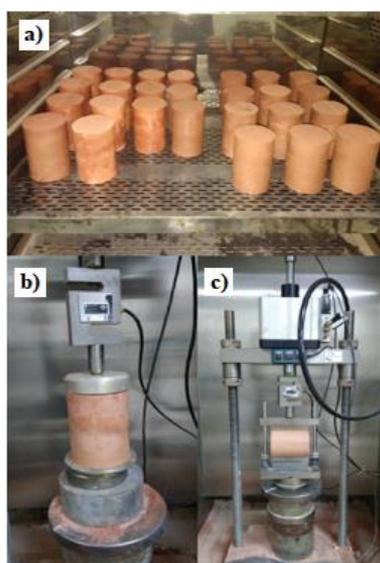


Figura 2: a) Corpos de prova na estufa a 60 °C após moldagem, solo natural (à esquerda) e composição solo-2% de resíduo (à direita); b) Ensaio de resistência à compressão simples; c) Ensaio de resistência à tração por compressão diametral.

## 3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 3.1 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Na Figura 3 tem-se a curva de distribuição granulométrica, que mostra o solo natural com 43% de silte, 28% de argila, 27,28% de areia e 1,5% de pedregulho, estabelecendo-se, portanto, sua nomenclatura como silte argilo-arenoso. Para o peso específico dos grãos, estimou-se o valor de 2,85  $\text{kN/m}^3$  com base no trabalho de LIMA (2017). Conforme DAS (2014), esse índice físico para solos argilosos e siltosos pode variar entre 2,6 e 2,9  $\text{kN/m}^3$ . Alusivo aos Limites de Atterberg, estes apontaram 31% e 25% concernentes ao limite de liquidez e de plasticidade, respectivamente. Por conseguinte, obteve-se para o índice de plasticidade (IP) o valor igual a 6%. A cabo dessas informações, o solo enquadrou-se como A-4 e ML, pelas orientações da AASHTO e especificações do Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), respectivamente (DAS, 2014).

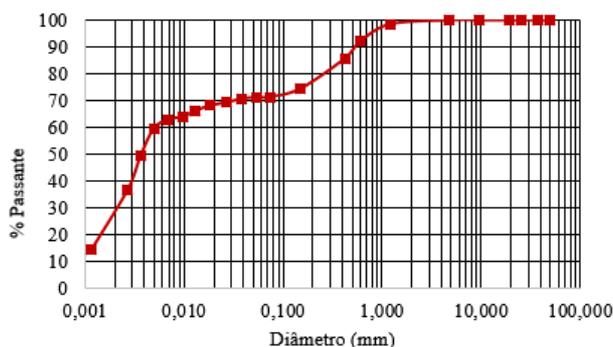


Figura 3: Curva granulométrica do solo natural.

Com relação aos limites de consistência para a composição solo-2%resíduo, a partir da Tabela 1 e Figura 4, confirmam-se pequenas variações ocasionadas no solo natural pela adição do polímero. Nota-se, à vista disso, discreto aumento no limite de liquidez e plasticidade, portanto, no índice de plasticidade, significando dizer que a plasticidade do solo permaneceu praticamente inalterada.

Tabela 1. Parâmetros de Consistência.

Composição	LL (%)	LP (%)	IP (%)
Solo Natural	31	25	6
Solo-2%Resíduo	34	26	8

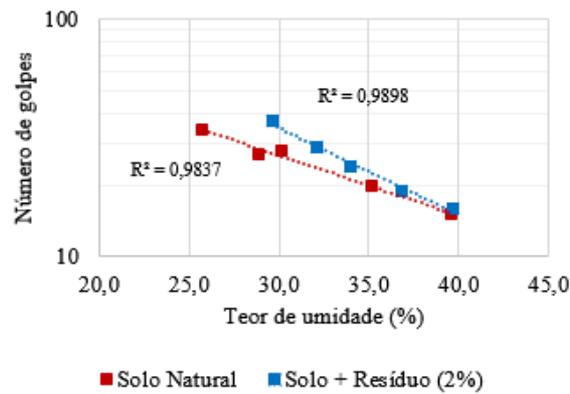


Figura 4: Curva de fluididez do solo natural e composição.

Na Figura 5 apresentam-se os resultados concernentes aos ensaios de compactação do solo natural e mistura solo-2%resíduo. Certifica-se um diminuto aumento no valor da umidade ótima igual a 7,29%, passando de 13,45 para 14,43% após a adição do estabilizante. Por outro lado, assinala-se que a massa específica aparente seca máxima da composição, relativa ao solo “in natura”, manteve-se praticamente a mesma.

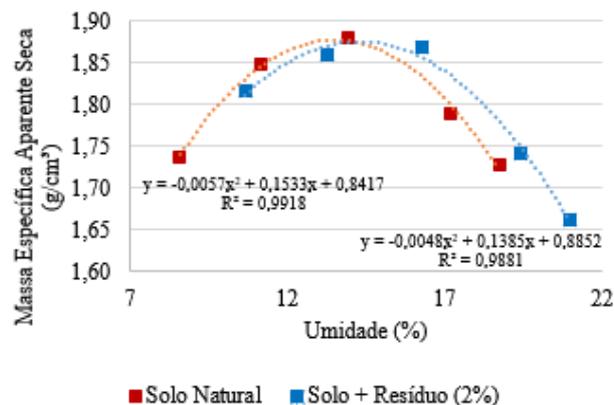


Figura 5: Curvas de compactação do solo natural e formulação alternativa.

## 3.2 COMPORTAMENTO MECÂNICO

### 3.2.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

Executou-se o experimento às idades de 3 e 7 dias a partir da confecção dos corpos de prova, mantendo-os em estufa a 60°C durante 24h para cura. Na sequência os CP's foram deixados ao ambiente por 3 e 7 dias. A Tabela 2 expõe os valores médios da resistência à compressão simples do solo natural e formulação solo-2%resíduo. Calculou-se a RCS com base na NBR 12770/1992, pela equação 1.

$$RCS = \frac{F}{A}$$

(1)

F – Carga de ruptura;

A – Área média da seção transversal do corpo de prova.

Tabela 2. Valores da Resistência à Compressão Simples (médias).

Composição	RCS (MPa)	
	3 dias	7 dias
Solo Natural	0,422	0,782
Solo-2%Resíduo	0,955	0,943
Solo Natural (PATRICIO, 2015)	-	0,350
Solo-2,2%Polímero (PATRICIO, 2015)	-	1,200
Solo Natural (MACHADO <i>et al.</i> , 2016)	-	0,260
Solo-2%Polímero (MACHADO <i>et al.</i> , 2016)	-	0,300

À luz da Tabela 2, constata-se que o desempenho mecânico do solo natural variou de 0,36 MPa entre 3 e 7 dias de cura, enquanto para a mistura, os valores se mantiveram relativamente estáveis na ordem de 0,90 MPa. Confrontando-se tais resultados, entre o solo natural e solo-2%resíduo, registra-se uma variação de 0,533 e 0,161 MPa, alusivo às amostras curadas por 3 e 7 dias, respectivamente.

Na literatura, encontram-se trabalhos como o de PATRICIO (2015), que estudou 4 solos sob efeito da incorporação de um polímero acrílico industrial, em diferentes concentrações, para 7 e 28 dias de cura. Entre os resultados, destaca-se os alcançados para o silte altamente plástico e a areia fina com silte não plástico, cujo valor consta na Tabela 2, estabilizados com 2,2% do aditivo, cuja resistência à compressão simples atingiu valores da ordem de 0,50 e 1,20 MPa, respectivamente, para 7 dias de cura. Os valores apontados por MACHADO *et al.* (2016), por sua vez, são da ordem de 0,26 MPa para o solo natural e 0,30 MPa para a mistura com 2% de polímero.

Sublinha-se que, para o teste de RCS, em ambas as idades, os corpos de prova da composição solo-2%resíduo, mostraram, após rompimento, comportamento similar, ou seja, uma ruptura brusca (Figura 6a). Consoante a formulação alternativa, evidencia-se na Figura 7, linhas de deformação mais suaves.

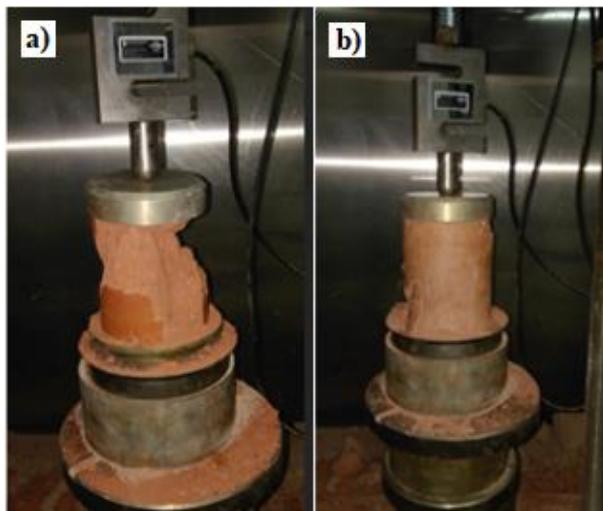


Figura 6: Corpos de prova após ruptura, ensaio de resistência à compressão simples. a) Solo Natural; b) Composição solo-2%resíduo.

Levando-se em consideração o tempo do experimento até a ruptura, as amostras de solo natural correspondentes a 3 dias, suportaram, em média, menores cargas de compressão, respeitante às de 7 dias, perdurando por mais tempo sob maiores cargas. Pode ser visualizado, na média do comportamento, pelos gráficos da Figura 7. Por outro lado, a adição do resíduo elevou o tempo de ensaio, haja vista o aumento de resistência, caracterizando maior capacidade de carga, permitindo, desse modo, os corpos de prova suportarem maior deformabilidade. Em suma, pertinente aos resultados, tem-se: a) incremento de resistência de cerca de 85% atinente à idade de 3 e 7 dias dos CP's do solo natural; b) aumento de 126,3% nos valores da RCS quando do acréscimo do estabilizante, referente à ruptura de 3 dias do solo natural; c) ganho de resistência, na proporção de 20,6%, concernente ao solo natural e composição alternativa, para 3 e 7 dias; d) uma tendência de estabilização dos valores da RCS, na ordem de 0,90 MPa, das misturas com o subproduto, para ambas as idades.

Em se tratando de resistência à compressão simples do solo, sabe-se que tal parâmetro é decorrente da ação coesiva entre as partículas, significando dizer que o resíduo polimérico aderiu às partículas do solo, implicando em uma microestrutura de comportamento coesivo (INGLES e METCALF, 1972).

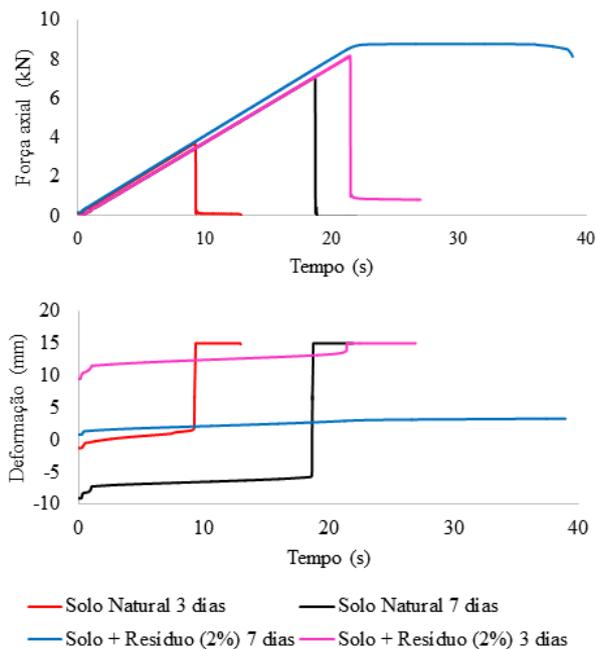


Figura 7: Força Axial x Tempo e Deformação x Tempo para as composições e solo natural, ensaio de resistência à compressão simples.

### 3.2.2 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

Realizou-se o ensaio de RT, às idades de 3 e 7 dias, mantendo-se os corpos de prova em estufa a 60°C, durante 24h para secagem rápida. Encontram-se organizados na Tabela 3, os valores médios da resistência à tração concernentes as amostras pesquisadas, calculados à luz da norma DNER – ME 138/94, pela expressão 2.

$$RT = \frac{2 \times F}{\pi \times D \times H} \quad (2)$$

F – Carga de ruptura;

D – Diâmetro do corpo de prova;

H – Altura do corpo de prova.

Tabela 3. Resistência à tração por compressão diametral (médias).

Composição	RT (MPa)	
	3 dias	7 dias
Solo Natural	0,083	0,086
Solo-2%Resíduo	0,117	0,117
Solo Natural (PATRICIO, 2015)	-	0,110
Solo-2,2%Polímero (PATRICIO, 2015)	-	0,180
Solo Natural (MACHADO <i>et al.</i> , 2016)	-	0,050
Solo-2%Polímero (MACHADO <i>et al.</i> , 2016)	-	0,062

Registra-se, pela Tabela 3, que o desempenho mecânico do solo natural não apresentou variação expressiva, permanecendo na ordem de 0,080 MPa. Comportamento semelhante demonstrou a composição alternativa, com resultados em torno de 0,110 MPa. De outra parte, comparando-se os valores determinados para as amostras do solo natural frente à composição solo-2%resíduo, curadas por 3 e 7 dias, expressam variação de 0,034 e 0,031 MPa, respectivamente.

Analisando-se os resultados presentes na Tabela 3, observa-se variação de 0,070 MPa nos resultados apresentados por PATRICIO (2015), alcançando acréscimo de 63,6% da RT, após incorporação do aditivo ao solo estudado, e 0,012 MPa nos valores do mesmo parâmetro relativos à formulação alternativa pesquisada por MACHADO *et al.* (2016), representando aumento de 24%, após 7 dias de cura. Quando confrontados com os resultados do presente estudo, constata-se que apenas PATRICIO (2015) conseguiu resultados mais expressivos, superando o aumento de 36% em relação à mistura com o resíduo polimérico estudado após 7 dias de cura. Nesse sentido, as diferenças entre os resultados podem ser atribuídas ao tipo de solo pesquisado, bem como os materiais utilizados para estabilização.



Figura 8: Rompimento de corpo de prova submetido ao ensaio de Resistência à Tração por compressão diametral.

Durante a execução do experimento por compressão diametral, percebe-se um comportamento de ruptura similar do conjunto dos corpos de prova testados, para ambas as idades. Entretanto, o tempo de ensaio até o estágio de ruptura variou entre 6 e 9s. Sob outra perspectiva, as amostras da composição correspondente a 7 dias, suportam as maiores solicitações em um tempo médio superior às demais formulações, conforme revelam as curvas médias da Figura 9. Ressalta-se que a mistura solo-2%resíduo, para as idades de 3 e 7 dias, apresentaram desempenho análogo, quando se analisa comportamento tensão e deformação. Em síntese, assinala-se: a) discreto incremento da RT de cerca de 3,6%, respeitante à idade de 3 e 7 dias para os CP's do solo natural; b) aumento de 41% nos valores de resistência pelo acréscimo do estabilizante com rompimento aos 3 dias, frente ao solo natural; c) ganho de RT da formulação alternativa, na proporção de 36%, relativo ao solo natural, equivalente à 7 dias de cura; d) assim como no teste de compressão simples, quando se confrontam os resultados referentes à adição do resíduo para ambas as idades, percebe-se uma tendência de estabilização dos valores da RT na ordem de 0,110 MPa.

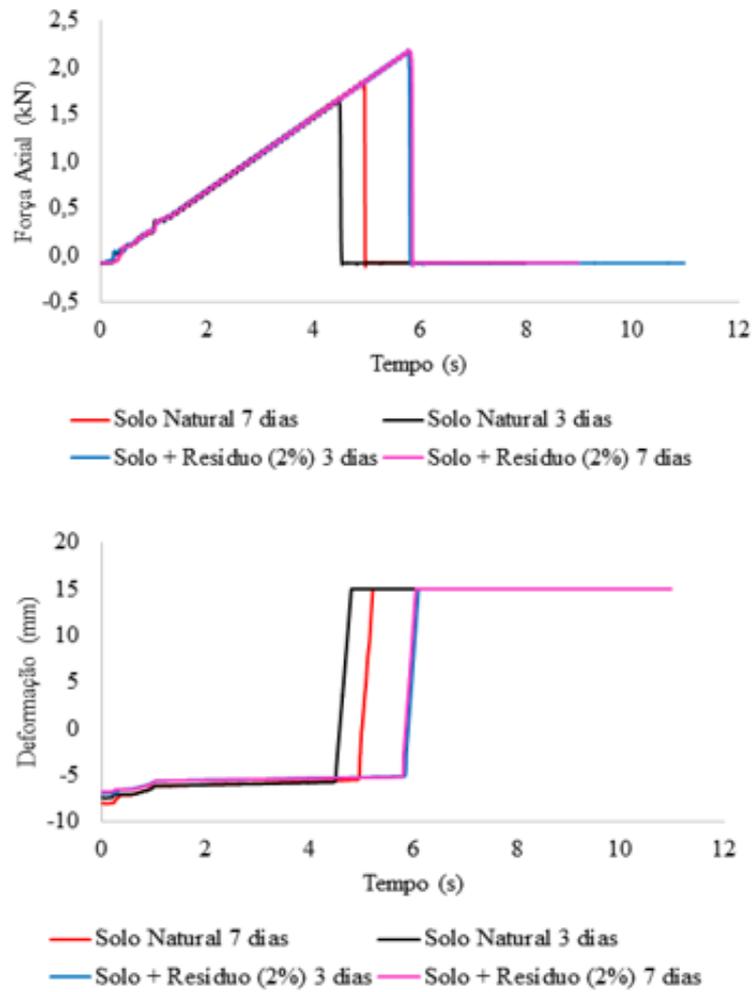


Figura 9: Força axial x Tempo e Deformação x Tempo, ensaio de resistência à tração por compressão diametral.

## 4.CONCLUSÃO

A avaliação do acréscimo de 2% de resíduo polimérico micronizado, como estabilizante, ao solo siltoso típico da camada superficial de Manaus (AM), mostrou-se satisfatória. Houve melhora na resistência da mistura atinente ao solo “in natura”, notadamente, o aumento de 126,3% da RCS para 3 dias de cura, bem como os ganhos da RT que atingiram até 41%, respeitante às idades de cura consideradas neste estudo. Isto posto, constatou-se a eficácia do uso desse subproduto como melhorador do desempenho mecânico de solo típico de Manaus-AM, além de uma alternativa viável para o descarte deste passivo ambiental.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Eng<sup>a</sup> Joelma Barros e à Coplast-AM Resíduos Plásticos pela doação do resíduo polimérico.

## REFERÊNCIAS

ABNT – Associação Brasileira De Normas Técnicas. NBR 12770-1992, Solo coesivo: Determinação da resistência à compressão não confinada, (1992).

ABNT – Associação Brasileira De Normas Técnicas. NBR 6459-2016, Solo: Determinação do Limite de Liquidez, (2016).

ABNT – Associação Brasileira De Normas Técnicas. NBR 6502-1984, Rochas e Solos, (1995).

ABNT – Associação Brasileira De Normas Técnicas. NBR 6508-1984, Grãos de solo que passam na peneira de 4,8mm: Determinação da massa específica, (1984).

ABNT – Associação Brasileira De Normas Técnicas. NBR 7180-2016, Solo: Determinação do limite de plasticidade, (2016).

ABNT – Associação Brasileira De Normas Técnicas. NBR 7181-2016, Solo: Análise granulométrica, (2016).

ABNT – Associação Brasileira De Normas Técnicas. NBR 7182-2016, Solo: Ensaio de compactação, (2016).

DAS, B. Fundamentos de Engenharia Geotécnica. 2a. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2014.

DNER – ME 138/94: Pavimentos flexíveis – Misturas betuminosas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de ensaio, (2009).

Ingles, O.G; Metcalf, J.B. Soil Stabilization - Principles and Practice. Butterworths Pty. Limited. Melbourne, Australia, 1972.

Izzo, R. L. S.; Nagalli, A. O desafio da Geotecnia frente às questões ambientais. Criciúma: Geosul, 2013. Disponível em: [https://< www.abms.com.br >](https://www.abms.com.br). Acesso em: 13. fevereiro.2018.

Lima, C. A. P. Comportamento Mecânico com Resíduos Industriais, sob Flexão a Quatro Pontos, para Construção de Pavimentos Flexíveis. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Ciência e Engenharia de Materiais – Universidade Federal do Amazonas, Manaus, Amazonas, 2014.

Machado, L. F. M.; Cavalcante, E. H; Albuquerque, F. S; Sales, A. T. C. Adição de uma associação polimérica a um solo argilo-arenoso com vistas à estabilização química de materiais para pavimentos. In: Matéria (Rio de Janeiro), vol. 22 nº 3 – Rio de Janeiro, Aug 10, 2017

Meireles, V. K. A. Gestão e Tratamento dos Resíduos Plásticos produzidos pelo Polo Industrial de Manaus: Tecnologias e Sustentabilidade. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Ciências do Ambiente e Sustentabilidade na Amazônia – Universidade Federal do Amazonas, Manaus, Amazonas, 2016.

Nogueira, L. D. et al. Avaliação do Comportamento Geotécnico de Solos Provenientes de Áreas de Floresta no Amazonas Misturados com Cimento Portland e RoadCem. In: 44ª RAPv – Reunião Anual de Pavimentação e 18º ENACOR – Encontro Nacional de Conservação Rodoviária, Foz do Iguaçu, 2015.

Patricio, J. D; Estudo de Solos Modificados por Adição de Polímeros para Uso em Pavimentos Rodoviários. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental – Universidade de Campina Grande, Campina Grande, Paraíba, 2015.

# Capítulo 18

## CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICO DOS MATERIAIS INCONSOLIDADOS DO MUNICÍPIO DE NATAL – RN: SUSCETIBILIDADE E RISCO POTENCIAL DE DESLIZAMENTOS E INUNDAÇÕES

*Melquisedec Medeiros Moreira (MCTIC-INOPE-CRN)*

*Newton Moreira de Souza (MCTIC-INOPE-CRN)*

*Kátia Alves Arraes (MCTIC-INOPE-CRN)*

**Resumo:** A presente pesquisa consiste de uma caracterização geotécnica das unidades geológicas em escala 1:25.000 de uma área costeira de aproximadamente 62km<sup>2</sup>, compreendendo parte do Município de Natal-RN. O mesmo foi desenvolvido a partir dos procedimentos e premissas do Manual para o Zoneamento de Susceptibilidade de Perigo e Risco do Comitê Técnico Internacional para Deslizamentos (JTC-1). No que diz respeito aos aspectos geológicos, a área objeto de estudo constitui-se de nove unidades, sendo oito aflorantes e uma de idade mesozóica. Na elaboração da Carta Geotécnica, se constata que boa parte da área apresenta Risco Potencial a Inundações médio e alto. Quanto mais próxima da superfície do terreno está à superfície freática, tanto maior é o Risco Potencial a Inundações. Usando o Sistema de Aeronave Remotamente Pilotada (DRONE), será possível gerar imagens georreferenciadas e ortorretificadas da cidade, além de permitir que o processo de mapeamento seja exercitado e acompanhado em sua plenitude.

**Palavras-chave:** Caracterização Geotécnica, Cartografia Digital, JTC-1, Deslizamentos, Inundações.

## 1. INTRODUÇÃO

Há vários enfoques para se chegar a um mapeamento de riscos de escorregamentos. Cada país, e, dentro de cada país, cada grupo, adota metodologias semelhantes, mas com detalhes que as diferenciam, dando produtos às vezes bastante diferentes. Foi com o intuito de padronizar uma metodologia que pudesse ser adotada universalmente que o Comitê Técnico Unificado de Escorregamentos de Terra e Taludes de Engenharia (JTC1 – “Joint Technical Committee 1 – Landslides and Engineered Slopes”, da ISSMGE, IAEG e ISRM) decidiu firmar um documento, com o consenso de especialistas das três entidades internacionais – de Mecânica dos Solos, de Geologia de Engenharia e de Mecânica das Rochas -, que definisse os passos a serem tomados em um Mapeamento de Risco. Desta forma, elaborou-se um “Manual para o zoneamento de susceptibilidade de perigo e risco de deslizamento para o planejamento de uso do solo”, Fell et al. (2008), que foi publicado em um número especial da revista Engineering Geology juntamente com vários outros artigos nesta mesma temática. Esse texto foi traduzido e publicado no Brasil pela CPRM/ABGE/ABMS, Macedo e Bressani (2013).

A presente pesquisa está sendo desenvolvida a partir dos procedimentos e premissas deste Manual para o Zoneamento de Susceptibilidade de Perigo e Risco do Comitê Técnico Internacional para Deslizamentos (JTC-1) inseridos no programa “Construindo Nosso Mapa Municipal Visto do Espaço”, realizado pelo grupo de Geoprocessamento do MCTIC (Ministério da Ciência, Tecnologia, Inovações e Comunicações)/ INPE (Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais ) /CRN (Centro Regional do Nordeste), podendo ser consultado no link: <http://geopro.crn.inpe.br/resumo3.htm> (Projeto Mapas Municipais Geoambientais). Nesta linha de trabalho, procura-se integrar estudos relacionados às alterações geomorfológicas, provocadas pelas diferentes formas de ocupação do relevo, configurando-se na formação de depósitos tecnogênicos.

## 2. METODOLOGIA DE TRABALHO

A execução deste estudo consistiu de uma caracterização geológico-geotécnica e de um reconhecimento das águas subterrâneas, em escala de semi-detalle 1:25.000, de uma área costeira de aproximadamente 62 km<sup>2</sup>, compreendendo parte do Município de Natal-RN, cujo objetivo principal foi a elaboração de mapas e cartas visando um melhor entendimento e o fornecimento de subsídios para a gestão ambiental.

A execução do trabalho compreendeu cinco etapas descritas a seguir:

A) Levantamento e aquisição de informações pré-existentes e produtos de sensoriamento remoto - Consistiu no levantamento de informações disponíveis da área a ser estudada, abrangendo as folhas planialtimétricas na escala 1:10.000 que foram utilizadas como bases cartográficas, aquisição das fotografias aéreas em escala 1:8.000, perfis de sondagens SPT, perfis litológicos de poços de captação de água subterrânea (cedidos por uma empresa pública e por uma privada), além de inúmeros trabalhos e artigos que englobam a geologia, geografia, geotecnia e recursos hídricos da região.

B) Fotointerpretação e estudo de perfis de poços e de sondagens geotécnicas - Consistiu na interpretação de 88 fotografias aéreas datadas de 1978 em escala 1:8.000, com a confecção dos mapas seguintes: drenagem, lineamentos de relevo e zonas homólogas; e no estudo de 111 relatórios referentes a serviços geotécnicos para obras de construção civil, que perfaz um total de 433 perfis de sondagens SPT cedidos pela empresa privada, onde foram delimitados diferentes horizontes geológicos e suas espessuras.

Interpretou-se, da mesma forma, 89 perfis de poços de captação de águas subterrâneas, sendo 69 perfis cedidos pela empresa pública e 20 cedidos pela empresa privada, assim como 74 sondagens geotécnicas (compreendendo 25 relatórios referentes a serviços geotécnicos para obras de construção civil) que atingiram o nível d'água, executados junto a empresa privada, onde foram delimitados os diferentes horizontes geológicos, suas espessuras e nível d'água, para um melhor conhecimento do comportamento das unidades geológicas e hidrogeológicas em sub-superfície.

A localização dos poços tubulares e sondagens geotécnicas, que atingiram o nível d'água, com latitudes/longitudes e altitudes efetivou-se a partir de bases planialtimétricas na escala 1:2.000. Essa localização teve como finalidade obter informações sobre a distribuição espacial desses dados na área estudada, bem como ter subsídios para definir a cota da boca do poço ou sondagem, que serviu para obtenção da cota do nível d'água.

C) Trabalhos de Campo - Compreendeu a descrição detalhada de diversos locais ao longo da área, objetivando as definições das unidades litológicas, suas relações de contato e atributos estratigráficos/ geomorfológicos/ estruturais, como também aspectos do uso e cobertura do solo, cadastro de fontes potenciais de poluição dos recursos hídricos, lagoas de águas pluviais e pontos de inundação; envolvendo ainda medição de juntas, falhas, determinação das espessuras dos materiais, registro fotográfico, coleta de amostras, perfis e croquis esquemáticos, e, por último, a definição de pontos de ensaios de campo.

Acompanhou-se a execução de sondagens geotécnicas e perfuração de poços tubulares construídos pela empresa privada, que serviram para coleta “*in loco*” de importantes informações pertinentes ao tipo litológico, projeto técnico-construtivo de poço e parâmetros hidrogeológicos.

D) Ensaios de laboratório e campo - Compreendeu os ensaios de caracterização, realizados em amostras coletadas na área de estudo, consistindo de granulometria por peneiramento e sedimentação, limite de liquidez, limite de plasticidade e densidade real dos grãos; e ensaios de campo (infiltração/permeabilidade em solos).

E) Confeção de mapas e cartas e elaboração do texto final - Nesta etapa utilizou-se o SPRING (Sistema de Processamento de Informações Georeferenciadas), desenvolvido pelo INPE (Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais), com funções de processamento de imagens, análise espacial e modelagem numérica de terreno, e consulta a bancos de dados espaciais, Câmara et al. (1996); com a edição em seguida, para a elaboração do *layout* final em Arcview, que permite a criação de cartas de alta qualidade gráfica.

A espacialização dos dados de cota do nível d’água (poços tubulares e sondagens geotécnicas) por ocasião de sua análise, foi realizada em ambiente de geoprocessamento com técnicas de redes de triângulos irregulares (TIN) e, quando possível, por geoestatística.

## 2.1 ÁREA DE ESTUDO PROPOSTO

A área objeto da presente pesquisa consiste de aproximadamente 62 km<sup>2</sup>, constituindo um polígono (Figuras 1 e 2), cujos extremos são limitados pelo retângulo envolvente com latitudes 9.350.071km N e 9.360.429km N e longitudes 250.821km E e 259.214km E. Os acessos aos principais afloramentos são principalmente pela rodovia denominada “Via Costeira”.

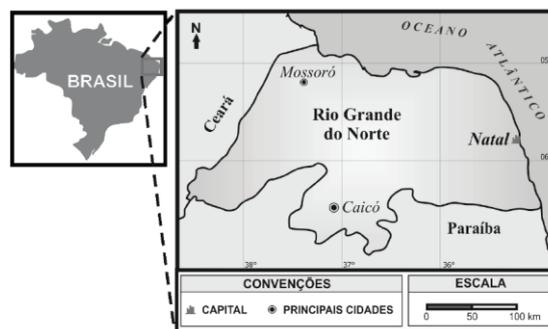


Figura 1. Mapa de Localização do Município de Natal-RN.

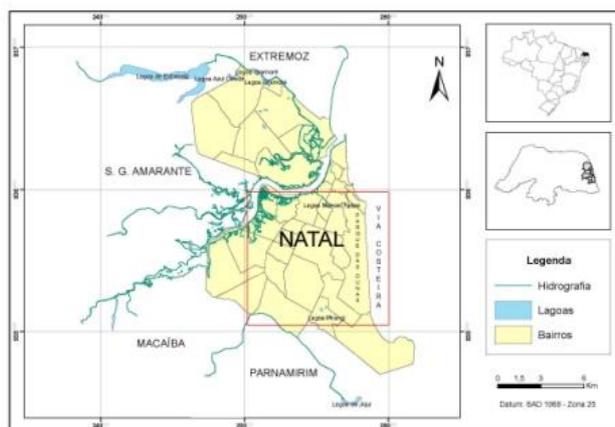


Figura 2. Localização aproximada da área de estudo destacada no retângulo.

## 2.2 GEOLOGIA REGIONAL

A área de mapeamento está inserida na faixa sedimentar costeira oriental do Estado do Rio Grande do Norte, no contexto da sub-bacia Natal, pertencente à Bacia Pernambuco-Paraíba e Potiguar, Barbosa (2004) (Figura 3). Na região adjacente à área de estudo, o embasamento cristalino é constituído por três terrenos distintos denominados, de norte a sul, de Terreno São José do Campestre, Terreno Alto Pajeú e Terreno Alto Moxotó, Santos (1996). Esses terrenos são delimitados por grandes lineamentos e zonas de cisalhamento com direção predominantemente leste-oeste. Provavelmente, essas estruturas estendem-se sob a Formação Barreiras e sob os sedimentos cretáceos e paleogênicos das Bacias Pernambuco-Paraíba e Potiguar, adentrando pela margem continental adjacente.

## 2.3 GEOLOGIA LOCAL

No que diz respeito aos aspectos geológicos, a área objeto de estudo constitui-se de nove unidades, sendo oito aflorantes e uma de idade mesozoica, detectada apenas em perfis de poços de captação de águas subterrâneas, representada por arenitos calcíferos e calcários, correlatos à Formação Guamaré da Bacia Potiguar. A unidade aflorante mais antiga consiste dos sedimentos da Formação Barreiras, seguido dos sedimentos da Formação Potengi e “Beachrocks”. Completando a estratigrafia da área (Tabela 1), têm-se os sedimentos de mangues e aluvionares, as areias de dunas descaracterizadas, dunas fixas e móveis, e os sedimentos praias; este último juntamente com os “beach-rocks” não são mapeáveis na escala do presente estudo (Figura 4).

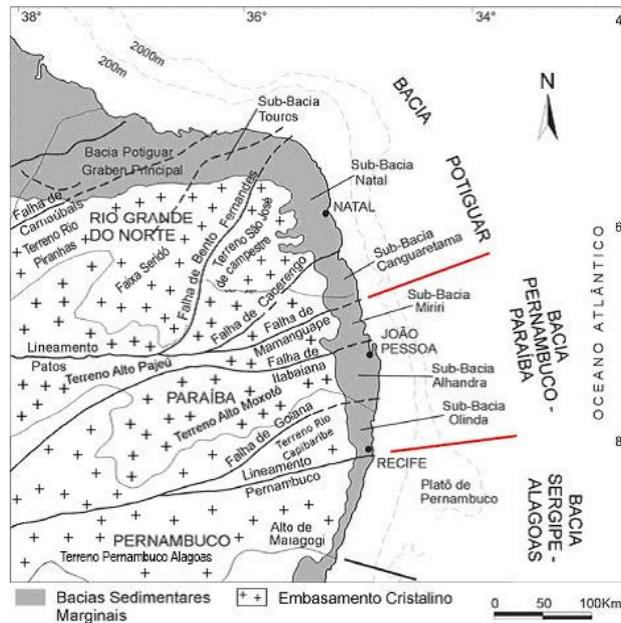


Figura 3 – Localização das Bacias Sedimentares Costeiras Pernambuco-Paraíba e Potiguar e sua divisão em sub-bacias. Modificado de Barbosa (2004).

Tabela 1. Coluna estratigráfica proposta para a área mapeada. Modificada (Duarte, 1995).

ERA	PERÍODO	UNIDADES LITOESTRATIGRÁFICAS	
CENOZÓICA	QUATERNÁRIO	Sedimentos de mangue - Sedimentos praias - Dunas móveis	Sedimentos aluvionares
		Arenitos praias ("Beach rocks") - Dunas fixas - Dunas arrasadas	
	Formação Potengi		
	TERCIÁRIO	Formação Barreiras	
MESOZÓICA	CRETÁCEO	Formação Guamaré	

A Formação Potengi, na região de Natal, caracteriza-se por uma fácies arenítica, de granulometria mal selecionada, de cor avermelhada, e caracteriza-se por apresentar materiais residuais com pouca argila devido à lixiviação intensa, Moreira (1996).

Os sedimentos de mangues são encontrados ao longo da planície de inundação do rio Potengi e consistem de areias finas argilosas e localmente argilas de cor cinza clara; observa-se ainda a presença de grande quantidade de bioclastos recentes.

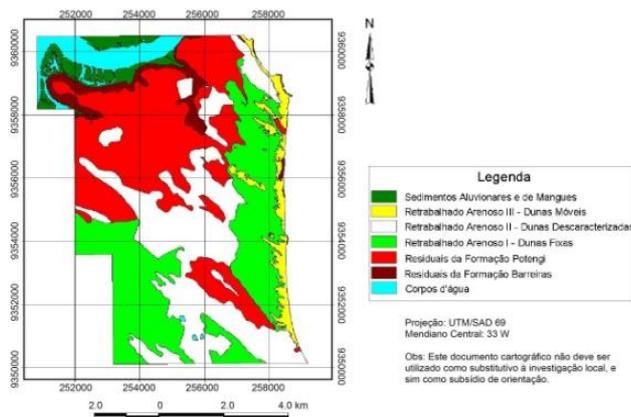


Figura 4. Mapa de Materiais Inconsolidados.

As dunas descaracterizadas compreendem áreas testemunhos de antigas dunas, que foram parcialmente destruídas por atividades de terraplenagem com fins de ocupação urbana.

As dunas fixas são depósitos eólicos com cobertura vegetal, distribuindo-se numa faixa paralela ao litoral, apresentando direção predominante SE-NW.

As dunas móveis, compreendem os depósitos provenientes da ação eólica nos sedimentos praias, caracterizados por areias quartzosas bem selecionadas, brancas, amareladas a cremes, localmente acinzentada a marrom (devido à matéria orgânica).

### 3. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS MATERIAIS INCONSOLIDADOS DO MUNICÍPIO DE NATAL – RN

No contexto da área estudada, a Formação Barreiras é caracterizada pela diversidade em tipos litológicos, os quais foram agrupados em três tipos de materiais residuais, que foram mapeados ao longo do perfil estratigráfico, resultando desta forma uma variabilidade de produtos de alteração: os residuais da fácies arenosa (RB1), residuais da fácies areno-conglomerática (RB2) e residuais da fácies areno-argilosa (RB3), onde a fácies ferruginosa compreende rochas sãs sem alteração.

Os residuais da fácies arenosa (RB1) compreendem solos arenosos, de granulometria média e coloração variada (predomina o branco), com grãos essencialmente quartzosos. Realizou-se ensaios de caracterização em uma amostra deste material, cujo resultado é apresentado na Tabela 2.

Os residuais da fácies areno-conglomerática (RB2) compreendem solos arenosos, de granulometria predominantemente fina e coloração variegada, com concreções ferruginosas de tamanhos variados desde granulometria média até seixos.

A análise granulométrica executada em 2 amostras deste material apresentara valores mostrados na Tabela 3.

Tabela 2 - Características físicas dos materiais residuais da fácies arenosa (RB1) da Formação Barreiras.

% Silte + argila	% Areia fina	% Areia média	% Areia grossa	% Pedregulho	Limite de plasticidade (%)	Limite de liquidez (%)	Índice de plasticidade (%)	Densidade real dos grãos (g/cm <sup>3</sup> )
< 0.075 mm	0.075 - 0.42 mm	0.42 - 2.0 mm	2.0 - 4.8 mm	> 4.8 mm				
1	11	76	11	1	NP	NL		

Tabela 3 - Características físicas dos materiais residuais da fácies areno-conglomerática (RB2) da Formação Barreiras.

% Silte + argila	% Areia fina	% Areia média	% Areia grossa	% Pedregulho	Limite de plasticidade (%)	Limite de liquidez (%)	Índice de plasticidade (%)	Densidade real dos grãos (g/cm <sup>3</sup> )
< 0.075 mm	0.075 - 0.42 mm	0.42 - 2.0 mm	2.0 - 4.8 mm	> 4.8 mm				
1 e 50	15 e 16	58 e 14	20 e 3	6 e 17	NP	NL		2,65

Os residuais da fácies areno-argilosa (RB3) consistem de um solo areno-argiloso a argilo-arenoso de coloração esbranquiçada, gradando para amarelada até acinzentada a marrom no topo, com grânulos e seixos essencialmente de quartzo distribuídos aleatoriamente.

A composição granulométrica obtida em 5 ensaios apresentou variações que são apresentadas na Tabela 4.

Tabela 4 - Características físicas dos materiais residuais da fácies areno-argilosa (RB3) da Formação Barreiras.

% Silte + argila	% Areia fina	% Areia média	% Areia grossa	% Pedregulho	Limite de plasticidade (%)	Limite de liquidez (%)	Índice de plasticidade (%)	Densidade real dos grãos (g/cm <sup>3</sup> )
< 0.075 mm	0.075 - 0.42 mm	0.42 - 2.0 mm	2.0 - 4.8 mm	> 4.8 mm				
6 a 19	39 a 59	21 a 40	0 a 12	0 a 6	NP*, 14 e 20	5 a 23	6 e 15**	2,61 a 2,66

(\*) Valor obtido em três amostras

(\*\*) Valores obtidos em duas amostras

A Formação Potengi compreendem areias finas a médias quartzosas com grânulos de quartzo e minerais pesados, onde feldspatos são raros, a coloração é avermelhada a amarelada e creme passando a acinzentada a marrom em direção ao topo, onde se apresentam com pouca quantidade de finos. Segundo Duarte (1995), o ambiente de deposição desta Formação seria um sistema fluvial, onde se identifica planície de inundação para a fácies arenítica, que pode ter recebido contribuições eólicas, devido ao aumento da fração de areia média a fina em direção ao topo, além do fato de que essa formação só é observada próxima ao litoral.

A análise granulométrica executada em 13 amostras desse material apresentou a variação mostrada na Tabela 5.

Tabela 5- Características físicas dos materiais residuais da Formação Potengi.

% Silte + argila	% Areia fina	% Areia média	% Areia grossa	% Pedregulho	Limite de plasticidade (%)	Limite de liquidez (%)	Índice de plasticidade (%)	Densidade real dos grãos (g/cm <sup>3</sup> )
< 0.075 mm	0.075 - 0.42 mm	0.42 - 2.0 mm	2.0 - 4.8 mm	> 4.8 mm				
1 a 28	52 a 93	3 a 28	0 a 1	0 a 2	NP, 17*	NL**, 15 a 26	7***	2,65 a 2,66

(\*) Valor obtido em uma das amostras

(\*\*) Valores obtidos em cinco amostras

(\*\*\*) Valor obtido em uma das amostras

Sob os sedimentos de mangues verificou-se a ocorrência de sedimentos aluvionares de coloração acinzentado a esbranquiçado, de granulometria areia fina a média. Realizou-se ensaios de caracterização em uma amostra deste material, cujo resultado é apresentado na Tabela 6.

Tabela 6 - Características granulométricas dos sedimentos aluvionares.

% Silte + Argila	% Areia fina	% Areia média	% Areia grossa	% Pedregulho
< 0.075mm	0.075 - 0.42 mm	0.42 - 2.0 mm	2.0 - 4.8 mm	> 4.8 mm
1	89	10	0	0

As dunas descaracterizadas são caracterizadas por areias finas a médias amareladas, cremes, avermelhadas, localmente acinzentadas a marrom, quartzosas, com minerais máficos.

A composição granulométrica obtida em 5 ensaios apresentou variações que são apresentadas na Tabela 7.

Tabela 7 - Características granulométricas das Dunas Descaracterizadas.

% Silte + Argila	% Areia fina	% Areia média	% Areia grossa	% Pedregulho
< 0.075mm	0.075 - 0.42 mm	0.42 - 2.0 mm	2.0 - 4.8 mm	> 4.8 mm
0 a 2	80 a 87	13 a 18	0	0

As dunas fixas consistem de areias quartzosas de coloração amarelada e branca com boa seleção granulométrica entre areia média e fina.

A análise granulométrica executada em 2 amostras deste material apresentaram valores mostrados na Tabela 8.

Tabela 8 - Características granulométricas das Dunas Fixas.

% Silte + Argila	% Areia fina	% Areia média	% Areia grossa	% Pedregulho
< 0.075mm	0.075 - 0.42 mm	0.42 - 2.0 mm	2.0 - 4.8 mm	> 4.8 mm
0 a 1	99 a 100	0	0	0

As dunas móveis apresentam granulometria média a fina, sendo evidenciado que localmente e superficialmente ocorrem grãos de tamanho de areia grossa e grânulos.

A análise granulométrica executada em 2 amostras deste material apresentaram valores mostrados na Tabela 9.

Tabela 9 - Características granulométricas das Dunas Móveis

% Silte + Argila	% Areia fina	% Areia média	% Areia grossa	% Pedregulho
< 0.075mm	0.075 - 0.42 mm	0.42 - 2.0 mm	2.0 - 4.8 mm	> 4.8 mm
0 a 1	69 a 96	4 a 30	0	0

#### 4. ÁGUAS SUBTERRÂNEAS E CARTA DE SUSCETIBILIDADE E RISCO POTENCIAL A DESLIZAMENTOS E INUNDAÇÕES

No Município de Natal existem três (03) sistemas aquíferos, Moreira (2002), assim distribuídos, da base para o topo: o primeiro formado por arenitos com cimento carbonático (“arenitos calcíferos”), geralmente compactos, que constituem o Aquífero Infra-Barreiras; o segundo, constituído por clásticos continentais, com granulometria e cores variáveis pertencentes à Formação Barreiras, caracterizando o Aquífero Barreiras e, por fim, uma sequência arenosa pertencente à Formação Potengi sendo capeada por areias quartzosas, de granulometria fina e de origem eólica (Dunas) que formam o Aquífero Dunas-Potengi.

Na elaboração da Carta Geotécnica de Suscetibilidade e Risco Potencial, onde neste último se caracteriza a susceptibilidade juntamente com a vulnerabilidade pela presença do elemento em risco seja em termos de vidas humanas e infraestruturas (Figura 5). Note-se que para a elaboração de carta de risco é necessária à análise integrada dos processos do meio físico com aspectos de uso e ocupação do solo. E o risco só existe onde há ocupação do solo, o termo potencial foi associado ao termo risco pelo fato da avaliação de risco ter sido qualitativa e não quantitativa como estabelecido pelo JTC-1. Desta forma avaliaram-se: tipo de material inconsolidado, características do substrato geológico, características geomorfológicas, profundidade do nível d’água do aquífero Dunas-Potengi e Barreiras, existência de habitações precárias, presença de esgotos domésticos, estrutura de drenagem de águas pluviais e Carta de Declividade, onde se constata que boa parte da área de Natal apresenta Risco Potencial a Inundações médio e alto.

Destacam-se com menor Risco Potencial a Movimentos de Massa o setor leste (depósitos de dunas fixas – “Baixo Risco Potencial”) (Figura 5), correspondendo aos depósitos de dunas fixas que se

encontram recobertos naturalmente por vegetação, chegando a atingirem cerca de 120m de altitude.

Na área “Alto Risco Potencial a Movimentos de Massa”, correspondente às dunas descaracterizadas ocupadas por Habitações Precárias, que distribuem-se numa faixa paralela ao litoral na Região de Mãe Luiza, apresentam declividades em termos percentuais variando de 3 a 8% e maior que 20% (Figuras 6a e 6b).

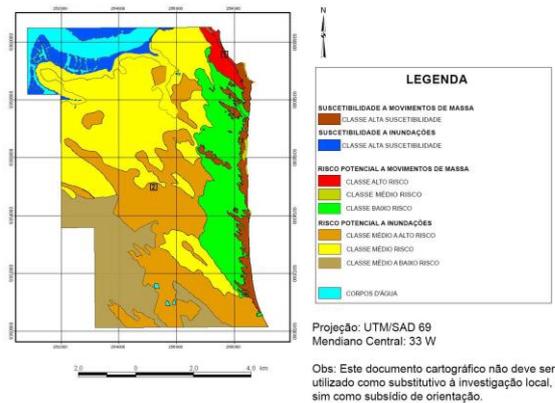


Figura 5. Carta Geotécnica de Suscetibilidade e Risco Potencial a Deslizamentos e Inundações. Notar Área 1, que corresponde à localização da Figura 6a e 6b, e a área 2, que corresponde à localização da Figura 6c.

Destacam-se com menor Risco Potencial a Inundações, o Setor Sudoeste (San Vale – “Médio a Baixo Risco Potencial”).

No geral o Risco Potencial a Inundações nas áreas de tabuleiros (“Médio Risco Potencial”), com espessuras da zona não saturada da ordem de 8 a 15 metros (Figura 5), aumenta no sentido das Dunas Descaracterizadas (“Médio a Alto Risco Potencial”).



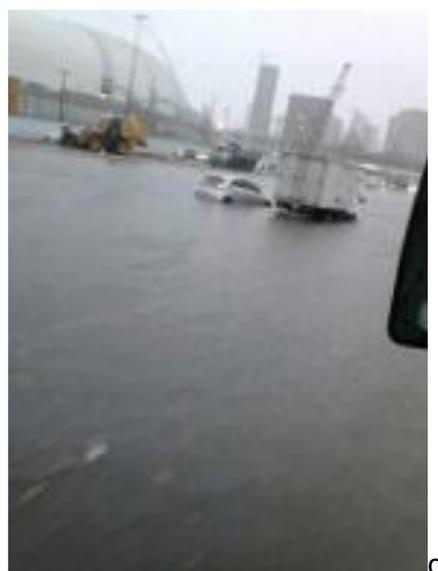


Figura 6. Precipitação anômala de chuvas (13/06/2014). (a) Estragos provocados pela chuva em Mãe Luiza. (b) Fluxo de lama e detritos bloqueando a Av. Via Costeira. Classe Alto Risco Potencial a Movimentos Gravitacionais de Massa. (c) Inundações no entorno do Arena das Dunas, (estádio multiuso que recebeu quatro partidas da Copa do Mundo FIFA de 2014, com arquitetura inspirada nas dunas do Rio Grande do Norte). Classe Médio a Alto Risco Potencial a Inundações.

Nas depressões, cujas cotas são inferiores a 30 metros, as espessuras da zona não saturada são da ordem de 3 a 8 metros. Quanto mais próxima da superfície do terreno está à superfície freática, tanto maior é o Risco Potencial a Inundações.

## 5. CONCLUSÕES

A unidade aflorante mais antiga consiste dos sedimentos terciários/quaternários da Formação Barreiras, seguidos dos sedimentos quaternários da Formação Potengi, “*beach-rocks*”, dunas fixas, dunas descaracterizadas, sedimentos aluvionares e de mangues, praias e dunas móveis. Na área foram definidos dois sistemas de aquíferos: Dunas-Potengi (Livre) e Barreiras, sob condições de semi-confinamento.

Durante ou após a estação chuvosa, as dunas mostram-se saturadas em água, com exposição da superfície piezométrica da unidade aquífera Dunas-Potengi na forma de lagoas, podendo causar inundações. Sugere-se a infiltração das águas pluviais nos próprios lotes, possibilitando a redução de vazões de pico a valores compatíveis com os encontrados antes da urbanização, para que as consequências da urbanização não sejam transportadas para jusante, sendo realizado seu controle na fonte.

Os resultados apresentados na Carta Geotécnica de Suscetibilidade e Risco Potencial a Deslizamentos e Inundações sintetiza um suporte técnico para o planejamento das ações governamentais de controle e proteção da população e infraestruturas urbanas e dos recursos naturais.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao INPE-CRN (MCTIC) e Ministério do Desenvolvimento Regional (MDR). Agradecemos também, pela dedicação dos diversos profissionais da iniciativa pública e privada, que direta ou indiretamente auxiliaram na materialização dos resultados ora alcançados.

## REFERÊNCIAS

- Barbosa, J. A. (2004) Evolução da Bacia Paraíba durante o maastrichtiano-paleoceno – Formações Gramame e Maria Farinha, NE do Brasil. Dissertação Mestrado, Centro de Tecnologia e Geociências, UFPE, Recife.
- Câmara, G., Souza, R. C. M., Freitas, U. M. & Garrido, J. C. P. 1996. SPRING: integrating remote sensing and GIS by object-oriented data modeling. *Computers & Graphics*, v.20, n.3, p.395-403.
- Duarte, M. I. de M. (1995) Mapeamento Geológico e Geofísico do Litoral Leste do RN: Grande Natal (Área 1). Rel. Grad, UFRN-DG. (Inédito). Fell, R., Corominas, J., Bonnard, C., Cascini, L., Leroi, E. & Savage, B. (2008) Guidelines for landslide susceptibility, hazard and risk zoning for land use planning. *Engineering Geology* 102, pp. 85-98. Strategy for Disaster Reduction (ISDR). Secretariat.
- Macedo, E. S. De, Bressani, L. A. (Coords.) (2013) Diretrizes para o zoneamento da suscetibilidade, perigo e risco de deslizamentos para planejamento do uso do solo. São Paulo: ABGE, 88 p.
- Moreira, M. M. (1996) Mapeamento Geotécnico do Município de Natal-RN e Áreas Adjacentes, Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-028A/96, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília-DF. 148p.
- Moreira, M.M. (2002) Mapeamento Geotécnico e Reconhecimento dos Recursos Hídricos e do Saneamento da Área Urbana do Município de Natal- RN: Subsídios para o Plano Diretor, Tese de Doutorado, Publicação G.TD-11A/2002, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 282 p.
- Santos, E. J. (1996) Ensaio preliminar sobre terrenos e tectônica acrescionária na Província Borborema, In: SBG, Con. Bras. Geol., 39, Salvador, Anais, 6:47- 50.

# Capítulo 19

## ANÁLISE DA VIABILIDADE TÉCNICA DA ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS TROPICAIS COM UTILIZAÇÃO DE FINOS DE PEDREIRA

*Eduardo Delfino Botacim (Multivix)*

*Lucas Mageski Bergamaschi (Multivix)*

*Ligia Abreu Martins (Multivix)*

*Guilherme Ventorim Ferrão (Multivix)*

*Luiz Daniel Miranda de Oliveira (Multivix)*

**Resumo:** Na execução de obras rodoviárias geotécnicas, percebe-se que a necessidade de recursos naturais com alta resistência e baixa expansão se faz cada vez mais presente. No entanto, jazidas com solos que atendam tais requisitos por sua vez estão cada vez mais escassas. Neste contexto, pode-se aliar esta necessidade a um problema sofrido pela indústria de rochas ornamentais no estado do Espírito Santo, à qual durante a extração gera de 30% a 40% de resíduos que não possuem destinação adequada. Neste âmbito, o presente artigo consiste na caracterização e estudo de resistência à compressão por meio do ensaio de California Bearing Ratio (CBR) de misturas solo – granito com percentual de 0%, 15%, 25% e 35%. A adição de resíduo resultou no aumento da capacidade mecânica do solo. Analisando a utilização de tais misturas para a execução de sub-bases, percebe-se que a adição entre 18% e 28% de resíduos atinge valores superiores a 20% de CBR exigidos na norma DNIT 139/2010 ES.

**Palavras-chave:** Resistência, Sub-base, Finos de pedreira, CBR, Expansão

## 1. INTRODUÇÃO

A crescente preocupação da sociedade com a degradação do meio ambiente e o que isto irá acarretar às gerações futuras tem conduzido a técnicas de reduzir, reaproveitar e reciclar. No setor de rochas ornamentais no ano 2009, segundo a Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais - CPRM (2013) cerca de um milhão e cinquenta mil metros cúbicos de rocha foram extraídos, desse percentual entre 30% e 40% são resíduos, sendo que, de acordo com o Serviço Brasileiro de Respostas Técnicas - SBRT (2006), isto vem acarretando grandes impactos ambientais, principalmente devido ao fato de não possuírem uma destinação correta e adequada.

A utilização de resíduos para a estabilização de solos pode ser uma alternativa escolhida para o melhoramento de algumas de suas características naturais. O resíduo produzido por indústrias de mineração, normalmente não possui uma destinação adequada, de acordo com Silveira (2010) esses resíduos são depositados na forma de pilhas ou barragens com baixo controle geotécnico, comprometendo a qualidade técnica destas estruturas devido ao grande volume de resíduos gerados.

Segundo Fujimura et al. (1996), são considerados finos de pedreira os materiais de granulometria inferior a 4,8 milímetros (mm), derivados dos processos de perfuração, detonação e britagem de rochas.

Apesar de todo processo de beneficiamento de rochas ornamentais gerar finos de pedreira, Petrucci (1975) considera que os melhores finos de britagem são os que provêm de granitos e rochas com grande proporção de sílica. Visto que o material pulverulento que geralmente é trazido com os grãos provoca um consumo maior de água, visto que a sílica não possui características expansivas e de absorção.

Neste processo exploratório, Mendes (1999) identifica os tipos de impactos ambientais associados à exploração de pedreiras devido à geração de finos, como: poluição atmosférica, alterações no regime hidrológico, assoreamento em cursos d'água, ocupações indevidas de áreas, ruídos, vibrações e consumo excessivo de água. Corroborado por Taveira (1997), que por sua vez relaciona a dimensão dos impactos ambientais ocasionados por uma atividade de mineração, às características sociais e ambientais do meio, ao tamanho do empreendimento, às propriedades e localização da jazida e as tecnologias e tratamentos realizados.

Realizar o reaproveitamento desses resíduos em obras de construção civil, traz uma possibilidade de um direcionamento mais eficaz para esse subproduto da indústria de rochas ornamentais. Batista

(1976) enfatiza que no ramo rodoviário ou aeroportuário, a técnica de estabilizar um solo está intrinsecamente correlacionada com os métodos de tratamento adotados aos quais os solos são submetidos (sem aditivos ou com eles), de modo que se tenham os subleitos, sub-bases e bases e ocasionalmente os revestimentos, capazes de suportar as cargas do tráfego normalmente aplicadas sobre o pavimento.

De acordo com Batalione (2007) o comportamento laterítico desperta os maiores interesses na engenharia de pavimentação por possuírem comportamento que viabilizam o seu uso na produção de camadas de pavimento. Vargas (1994) reporta que a importância dos solos tropicais como material de construção rodoviária no Brasil foi reconhecida no final da década de 30, quando da criação da seção de solos e fundação do Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT).

O DNER (1981) exige que para a execução de sub-base um CBR maior que 20% e expansão e retração de até 1%, contudo Osinubi (1998) encontrou valores de CBR para solos lateríticos de 8 a 13% para o solo em estado natural. Com isso é necessário realizar uma estabilização tornando-o utilizável para esse fim. Neste âmbito, Silveira (2010) propõe utilizar os resíduos finos associados a materiais naturais (solo), a fim de melhorar as propriedades do mesmo e transformar o material sem valor econômico em um material ambientalmente viável em aplicações geotécnicas.

Neste contexto, Silveira (2010) ensaiou amostras de um solo com coloração avermelhada e grande parte de finos. A granulometria do solo foi de típica de silte-arenoso e dos resíduos foi de areno-siltosa. Os resíduos utilizados foram colhidos em duas pedreiras diferentes, ambas compostas por granito e micaxisto. As análises constituíam três amostras de solo, uma com o solo em seu estado natural e duas com a mistura solo e pó de pedra. As proporções foram 10%, 15% e 20% de resíduos em relação ao peso de solo natural. As amostras com adições de 10% e 15%, forneceram valores de CBR superiores a 20%.

Nos estudos de Batalione (2007) foram coletados três tipos de solo: sendo o primeiro caracterizado tátil e visualmente como sendo um cascalho de quartzo com frações de silte e argila, o segundo foi identificado como argilo-arenoso com plasticidade menor em relação ao primeiro e a terceira de um solo de cor avermelhada, composto por argila. As proporções de resíduo nas misturas foram de 15%, 25% e 35%. As amostras com adição de 15% e 25%, respectivas aos dois primeiros tipos de solo, forneceram valores de ISC superiores a 20%.

Sendo assim, ambas as pesquisas os compostos que trouxeram os valores de CBR superiores a 20%, tornaram a mistura capaz de ser utilizada em sub-bases de acordo com a norma ES 301 (DNER, 1997)

No entanto, faz-se necessária a análise diferenciada para cada tipo de rocha proveniente de cada tipo de pedreira, visto que por ser um material anisotrópico e heterogêneo as rochas apresentam uma variação extensa de propriedades, dentre elas resistência, em uma mesma classificação de origem.

Segundo Nogami e Villibor (1983) os métodos estudados para solos de rodovia utilizados nos países em desenvolvimento tem origem em países desenvolvidos os quais apresentam climas frios e temperados. Sendo eles baseados nas propriedades-índice de solos e para análise completa o CBR.

Os mesmos autores em Nogami e Villibor (1995) afirmam que estes métodos possuem limitações devido ao fato de não levarem em consideração as peculiaridades dos solos em regiões tropicais, tais como solos lateríticos e saprolíticos.

Fatores como esses fazem com que frequentemente os solos destas regiões tropicais sejam utilizados de forma inadequada comprometendo o desempenho da obra rodoviária interligada.

Mesmo com estas intercorrências, diante deste cenário, pretende-se investigar o comportamento mecânico de misturas solo – granito por meio do ensaio de CBR para utilização como base de rodovia. Visto que nas normas rodoviárias brasileiras este é o método utilizado. Com isso deseja-se avaliar conseqüentemente o efeito da adição de granito no que diz respeito à melhoria das propriedades mecânicas do solo estudado e analisar o percentual de aditivo ideal para a função desejada.

## 2. MATERIAIS E MÉTODOS

### 2.1 MATERIAIS

O solo estudado foi coletado em uma jazida localizada no município de Venda Nova do Imigrante, apresentado em seu estado natural uma cor avermelhada com cristais de quartzo em sua composição. Este material possuía a finalidade de camada superficial de estrada de terra na região. Tal escolha deveu-se aos problemas vistos nestas áreas pela falta de resistência do material. As amostras foram acondicionadas em sacos plásticos e transportadas até o laboratório de mecânica dos solos da faculdade Multivix Vitória.

O resíduo foi coletado em lavras de mineração de granito em Cachoeiro de Itapemirim, tendo como características uma cor acinzentada, granulometria inferior a 4.8mm e com muitos finos em sua

composição. Tal resíduo não possui destinação adequada para seu descarte. Tanto os resíduos quanto o solo estão representados nas Figuras 1.



(a)

(b)

Figura 1. (a) amostra de solo (b) amostra do resíduo

Foram utilizadas misturas solos – granito com teores previamente estabelecidos a partir de análise de estudos anteriores de melhoramento de estradas com materiais similares, de 0%, 15%, 25% e 35% de aditivo. Para isso o solo foi previamente misturado e quarteado antes da adição do granito.

## 2.2 MÉTODOS

Os ensaios foram separados em duas etapas. Na primeira etapa foram realizados os ensaios de caracterização das misturas de solo e do resíduo e na segunda os ensaios de expansão e California Bearing Ratio (CBR).

### 2.2.1 CARACTERIZAÇÃO DAS AMOSTRAS DE SOLO

Para a caracterização do solo em estado puro e das misturas, foram utilizados os métodos previstos nas seguintes normas: ensaio granulométrico (NBR 7181/16), massa específica do resíduo (9775/87), limite de liquidez (NBR 6459/16), limite de plasticidade (NBR 7180/16) e para o ensaio de compactação foi utilizado material com reuso e energia referente ao Proctor Normal (NBR 7182/16).

### 2.2.2 EXPANSÃO E CALIFORNIA BEARING RATIO (ISC)

O ensaio, descrito na NBR 9895/16, foi executado com energia de compactação do Proctor Normal, massa específica seca máxima e umidade ótima.

## 3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para uma melhor interpretação dos resultados, serão utilizadas as seguintes nomenclaturas: S0, S15, S25, S35 e RP para determinar o solo puro; mistura com adição de 15% de resíduo; mistura com 25% de resíduo; mistura com 35% de resíduo; e resíduo de pedra, na respectiva ordem.

### 3.1 CARACTERIZAÇÃO

Com a realização dos ensaios granulométricos, o solo natural teve sua classificação de acordo com o Sistema Unificado de Classificação (SUCS), como sendo uma areia siltosa (SM) com um percentual de 76,84% de areia em sua composição. O resíduo de pedra também teve sua classificação como sendo uma areia siltosa (SM), com 95,66% de sua massa sendo composta por areia. Todas as porcentagens de misturas também foram classificadas como sendo areno-siltosas.

Os valores correspondentes as granulometrias do solo, resíduos e das misturas se encontram na Tabela 1 e os gráficos representados na Figura 2 e 3.

Tabela 1. Análise granulométrica das misturas e do resíduo

Fração Granulométrica	S0	S15	S25	S35	RP
Pedra (%)	8,1	6,0	9,3	5,2	0
Pedregulho (%)	14,3	18,4	16,7	15,3	0
Areia grossa (%)	17,1	20,5	21,7	18,8	18,7
Areia média (%)	29,7	27,9	25,2	31,6	37,9
Areia fina (%)	30,1	26,9	25,6	27,7	39,0
Finos (%)	0,7	0,3	1,4	1,4	4,3

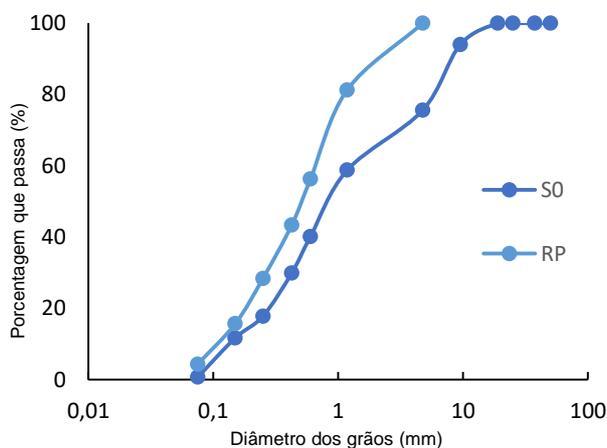


Figura 2. Curvas granulométricas solo puro e resíduo

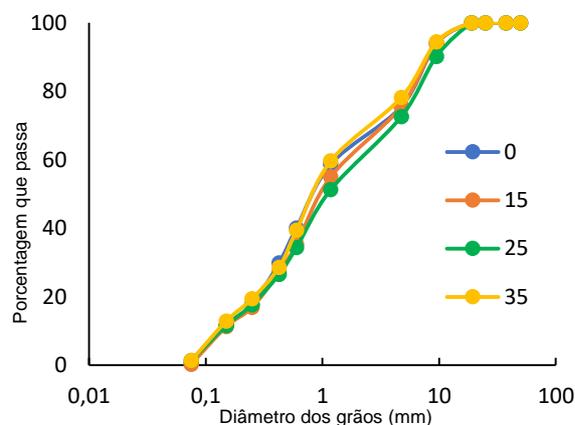


Figura 3. Curvas granulométricas misturas

Percebe-se que com a adição do resíduo, não houve nenhuma mudança significativa na granulometria natural do solo, visto que ambos os materiais já possuem naturalmente uma curva granulométrica semelhante. Sendo notável apenas uma suavização na curva, onde houve um acréscimo no teor de areia grossa em todas as porções, contudo na mistura com S35, ocorreu também um aumento considerável nas porções de areia fina e média provenientes do resíduo.

Para a classificação do solo foram realizados os limites de Atterberg, seus valores assim como índice de grupo e classificação do solo, estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 2. Limite de consistência, índice de grupo e classificações

Síntese dos resultados	S0	S15	S25	S35	RP
LL (%)	26,58	24,18	21,16	10,36	NL
LP (%)	NP	NP	NP	NP	NP
IP (%)	-	-	-	-	-
IG	0	0	0	0	0
SUCS	SM	SM	SM	SM	SM
AASHTO	A-3	A-3	A-3	A-3	A-3

Dados os valores dos limites de Atterberg, pode-se perceber uma redução do limite de liquidez com o aumento da adição de resíduo no solo. Isto pode ser explicado pelo fato que o pó de pedra é composto quase que totalmente por silte, com características não coesivas e de baixa absorção de água. Quanto ao limite de plasticidade, todas as porções se mostraram não plásticas, conseqüentemente as amostras não possuem Índices de Plasticidade.

Com os valores obtidos no ensaio granulométrico, é visível que tanto nas misturas e quanto no resíduo, mais de 51% da massa passou pela peneira 40 e menos de 10% passou pela peneira 200,

por essa razão seus Índices de Grupo foram determinados como sendo 0, sua classificação foi de um solo A-3, de acordo com AASHTO (1986).

Os valores de massa específica máxima seca e umidade ótima serão utilizados para a moldagem dos corpos de prova para a execução do ensaio de CBR estão apresentados na Tabela 3. As curvas de compactação estão presentes na Figura 4.

Tabela 3. Parâmetros de Compactação

Parâmetros	S0	S15	S25	S35
Massa específica seca máxima (g/cm <sup>3</sup> )	2,06	2,05	2,04	2,02
Umidade Ótima (%)	9,7	9,8	10,45	10,1

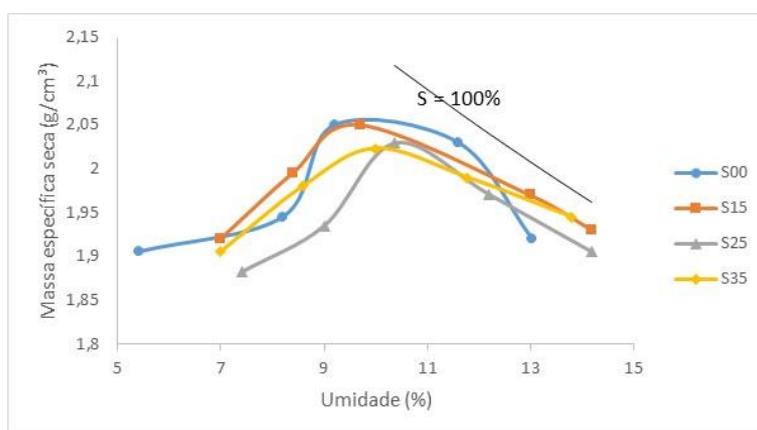


Figura 4. Curvas de Compactação

Para as curvas de compactação, pode-se perceber um decréscimo na massa específica seca máxima com o aumento do aditivo em todas as misturas. Quanto a umidade ótima, houve um aumento do índice até a amostra S25, seguido por uma redução na amostra S35, dado pelo fato de que os finos do solo foram substituídos quase que totalmente por pó de pedra, que por sua vez, não possui características de absorção de água.

## 3.2 EXPANSÃO E CALIFORNIA BEARING RATIO

Para a realização dos ensaios, os corpos de prova foram moldados utilizando valores de massa específica seca máxima e umidade ótima obtidos no ensaio de curva de compactação.

Analizou-se que tanto o solo puro quanto as misturas não apresentaram valores de expansão. Logo após, os corpos de prova foram retirados do tanque e levados à prensa hidráulica, para a medição do valor de CBR, seguindo os métodos previstos na norma DNIT 172/2016 – ME.

Quanto aos valores de expansão do solo, os resultados obtidos condisseram com o esperado para solos tropicais lateríticos, com granulação areno-siltosa. Os valores referentes aos parâmetros de moldagem, CBR e expansão, estão presentes na Tabela 4 e no gráfico na Figura 5 estão representados os pontos relativos aos teores de resíduos com seus respectivos valores de CBR.

Tabela 4. Condições de moldagem e resultado de CBR

Amostra	$w_{mold}$ (%)	$w_{mold}-w_{ót}$ (%)	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	GC (%)	CBR (%)	Exp. (%)
S0	9,77	0,07	2,06	98	10	0
S15	9,81	0,01	2,05	98	18	0
S25	10,53	0,08	2,04	99	23	0
S35	10,18	0,08	2,02	98	10,9	0

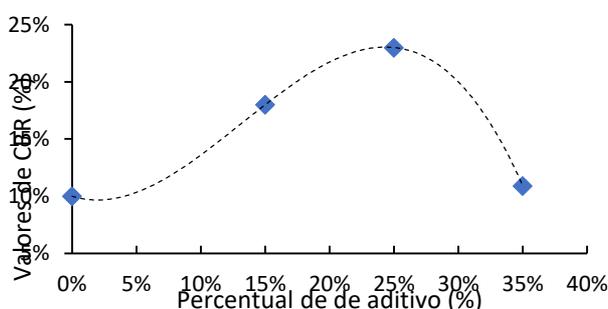


Figura 5. Relação CBR x Percentual de Aditivo

Com o gráfico representando os valores de CBR em relação aos percentuais de aditivos no solo, percebe-se um aumento até a resistência logo após 5% de adição, crescendo de forma acentuada até a mistura S25, nesta tendo atingido o CBR de 23%. Esse ganho pode ser justificado pela diminuição dos vazios da mistura, que fazem com que sua granulometria natural passe a ter uma correção, aproximando-a de uma distribuição bem graduada, ocasionando assim um ganho de resistência enquanto os finos do pó de pedra possam cobrir os espaços livres presentes no solo.

Contudo ao passar dessa porcentagem de adição, a resistência do solo começa a cair de forma rápida, como é visto na mistura S35. Evidencia-se o fato de que a partir de uma porcentagem de adição, o solo passa a não apresentar mais ganhos de resistência, podendo este fator estar relacionado ao aumento acentuado de finos. Portanto por haver altas concentrações de resíduos, o comportamento da amostra passa a ser coordenado pelas características intrínsecas ao pó de pedra,

como: granulometria mal distribuída, alto índice de vazios, sem plasticidade e sem coesão, constituindo a perda de resistência.

Tendo como base o comportamento da linha de tendência, o solo apresenta um nível de CBR acima de 20%, no intervalo em que a adição de resíduos fica aproximadamente de 18% a 28%. Tal fato proporciona a possibilidade de utilizá-lo com menos aditivos e atingir os mesmos níveis exigidos na norma DNIT 139/2010 – ES para a execução de sub-bases, onde o solo deve apresentar o valor de CBR igual ou superior a 20% e expansão igual ou menor que 1%.

## 4. CONCLUSÃO

Por meio deste estudo analisa-se que adições de pó de pedra aumentaram a porcentagem de areia no solo, tornando a granulometria do solo melhor distribuída até a amostra S25, já na amostra S35, o solo apresentou uma quantidade de areia elevada e praticamente sem argila, transformando-o em um material com baixa coesão e granulometria mal distribuída. As características não plásticas e a expansão nula, devem-se à falta ou baixo percentual de argila, que é responsável pela coesão e boa parte da absorção de água do solo.

É visível que os valores de massa específica seca máxima diminuíram, e por consequência houve o aumento dos índices de vazios em todas as misturas, tal fato diz respeito ao pó de pedra ter uma massa específica elevada e uma curva granulométrica mal graduada, dando origem a falhas de granulação no solo, principalmente na amostra S35. Consequentemente os valores de umidade ótima aumentaram juntamente com o teor de resíduo até a amostra S25, e na amostra S35 começou a cair, dado que o resíduo substituiu quase que totalmente os finos do solo, entretanto por ser um material que não retém muita umidade, a queda do valor foi condizente com o esperado.

Por conseguinte, o fato das misturas evidenciarem um comportamento não expansivo, ocorreu de acordo com o esperado, considerando que a quantidade de material passante na peneira 200, foi inferior a 2% e desse percentual a grande maioria foi de silte proveniente do pó de pedra, um material não plástico e de baixa absorção de água.

Ao analisar o comportamento relacionado a resistência do solo, a amostra S25 apresentou os melhores resultados de CBR, com o valor de 23%, contudo de acordo com a linha de tendência, a mistura está contida em um intervalo de adições de 18% à 28%, no qual esses percentuais de resíduos, apresentaram valores de CBR iguais ou superiores a 20%, o que faz com que amostras com índices mais próximos dos valores mais baixos de adições dentro dessa faixa, se tornem mais atraentes no âmbito econômico e prático. No entanto, todo intervalo proporcionou misturas de solos aptas a serem utilizadas como camada de sub-base de acordo com a norma DNIT 139/2010 – ES.

Tal resultado corroborou com as pesquisas de Batalione (2007) e Silveira (2010) que encontraram resultados positivos de melhora de resistência mecânica de solos com a adição de finos. Ambos os autores, obtiveram resultados coerentes aos do presente artigo. Batalione (2007) ensaiou misturas que apresentaram granulometrias de solos argilo-arenosos, areno-siltosos e pedregulho-siltosos, com massa específica de aproximadamente  $27 \text{ kN/m}^3$ , sem expansão e com CBR máximo de 28%

obtido nas misturas areno-siltosas com 25% e 35% de adição. Silveira (2010) ensaiou um solo argilo arenoso, com massa específica variando entre  $17 \text{ kN/m}^3$  e  $18 \text{ kN/m}^3$ , com 0,25% de expansão e com CBR máximo de 24% obtido em uma mistura com 10% de resíduo.

Percebe-se que por se tratarem de solos parecidos, os resultados do presente artigo apresentaram valores de massa específica, porcentagem de mistura e valor de CBR máximo próximos aos obtidos por Silveira (2010), contudo, quanto à expansão, o solo estudado possui maior quantidade de areia e silte, o que fez que se comportasse de maneira não-expansiva.

Tornar um solo natural com 10% de CBR, em uma mistura com 23% de CBR, adicionando apenas um resíduo que não possui nenhuma aplicação e por consequência, contém baixo valor agregado, mostra que um solo de baixa resistência, presente em grande escala na região de Venda Nova do Imigrante, pode ser transformado em um material capaz de ser implementado em camadas de rodovias.

Vale-se ressaltar a necessidade de se realizar os ensaios utilizando resíduos de outros tipos de rochas ou outros tipos de granito para poder validar a utilização do método. Também seria de grande valia a análise deste material em outros métodos de ensaio de resistência para rodovia como o MCT. Além disto é importante analisar a viabilidade econômica da aplicação da mistura solo resíduo em um pavimento comparando-o com os materiais tradicionalmente utilizados. Por fim, sabendo que as obras geotécnicas podem apresentar algumas divergências em campo da escala laboratorial é necessário executar um pavimento experimental com a mistura de melhor desempenho e monitorar o seu desempenho com o passar do tempo.

## REFERÊNCIAS

American Association of State Highway and Transportation Officials. AASHTO guide for design of pavements structures. Washington, D.C., 1986.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6457: Amostras de solo — Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 2016.

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

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7180: Solo – Determinação do limite de Plasticidade. Rio de Janeiro, 2016.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7181: Solo - 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 9895: Solo – Índice de Suporte Califórnia. Rio de Janeiro, 2016.

Batalione (2007), G. Estabilização de solos tropicais com utilização de rejeitos finos de pedreira de uma rocha granítica. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Distrito Federal.

Batista, C.F.N. (1976). Pavimentação. Globo, volume II, 2ª edição, Porto Alegre, RS. 336p. Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais. (2013) Atlas de Rochas Ornamentais do Estado do Espírito Santo. Brasília, DF.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Trânsito. DNIT 139. (2010) Pavimentos – Sub-base estabilizada granulometricamente. Brasília, DF.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Trânsito. DNIT 172. (2016) Solos – Determinação do Índice Califórnia utilizando amostras não trabalhadas – Método de ensaio. Brasília, DF.

Departamento Nacional de Estrada de Rodagem. (1981) Método de Projeto de Pavimentos Flexíveis. Rio de Janeiro, RJ.

Departamento Nacional de Estrada de Rodagem. DNER ES 301. (1997) Pavimentação – sub-base estabilizada granulometricamente. Rio de Janeiro, RJ.

Fujimura, F. et al. (1996) Environmental issues and profitable uses of stone quarry fines. International Conference on Environmental Issues and Waste Management in Energy and Mineral Production, Cagliari. Italia.

Mendes, K.S. (1999) Viabilidade de Emprego de Finos de Basalto em Concreto Compactado a Rolo. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP.

Nogami, J. S.; Villibor, D. F. (1983) Solos tropicais lateríticos e saprolíticos e pavimentação. 18ª Reunião Anual de Pavimentação. Porto alegre, RS.

Nogami, J. S.; Villibor, D. F. (1995) Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos. São Paulo, SP, Osinubi, K. J. (1998) Influence of compactive efforts and compaction delays on lime-treated soil. Journal of Transportation Engineering. Março/abril.

Petrucci, E. G. R. (1975) Materiais de Construção. 3 ed. Porto Alegre: Globo. Porto Alegre, RS.

Serviço Brasileiro de Respostas Técnicas. (2006) Mármore e granito: lavra, beneficiamento e tratamento de resíduos. Rede de Tecnologia do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.

Silveira, R. N. P. O. (2010) Análise das propriedades físicas e mecânicas de dois resíduos finos de pedra para utilização em pavimentos rodoviários. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Distrito Federal.

Taveira, A. L. S. (1997) Análise Qualitativa da Distribuição de Custos Ambientais. Estudo de Caso da Samarco Mineração. Dissertação de Mestrado em Administração e Política de Recursos Minerais, Universidade Estadual de Campinas; Campinas, SP.

Vargas, M. (1994). A engenharia de solos e fundações no Brasil. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo USP, SP, p. 147-180.

# CAPÍTULO 20

## PROPOSTA METODOLÓGICA DE ANÁLISE DE DADOS PARA UTILIZAÇÃO EM SISTEMAS DE MÚLTIPLOS POÇOS, FUNDAMENTADA NO RAIOS DE INFLUÊNCIA

*Liliane Ferreira da Silva (Universidade de Brasília)*

*Tania Matamoros Sevilla (Universidade de Brasília)*

*Maria Paula Susunaga (Universidade de Brasília)*

*André Luís Brasil-Cavalcante (Universidade de Brasília)*

**Resumo:** A gestão do uso da água subterrânea é um grande desafio e enorme responsabilidade para os órgãos ambientais atualmente. Responsáveis pelas autorizações e outorgas de direito de uso da água, esses órgãos estabelecem os estudos necessários à análise dos processos que solicitam o uso da água para diversos fins. Entretanto, por diversas vezes os dados apresentados não são conclusivos e carecem de interpretação e tratamento para subsidiar uma investigação segura e a tomada de decisão pelo gestor. Nesse sentido, esse trabalho vem discutir uma metodologia para auxiliar o órgão de meio ambiente a aproveitar ao máximo a documentação técnica entregue pelos requerentes. Com base num estudo de caso no estado do Rio de Janeiro, a partir dos dados entregues por um usuário de recursos hídricos subterrâneos ao Instituto Estadual do Ambiente (INEA). Essa proposta trata da determinação dos raios de influência para aquíferos sedimentares livres e em sistemas de múltiplos poços, numa determinada área, visando estabelecer a interferência entre eles. Dessa forma é possível otimizar a avaliação dessas informações se criar cenários distintos, para propor soluções que equacionem a necessidade pelo recurso hídrico e os

conflitos de uso, exercendo assim a gestão desses recursos a fim de garantir que estejam disponíveis e em condições adequadas pelas gerações futuras.

PALAVRAS-CHAVE: Gestão de aquíferos, Modelagem matemática, Outorga.

## 1. INTRODUÇÃO

Um dos maiores desafios para os órgãos ambientais estaduais é fazer a gestão do uso da água. Quando se trata do recurso hídrico subterrâneo, esse desafio aumenta. São diversos tipos de usuários, desde aqueles cuja finalidade é para consumo humano, até aqueles grandes consumidores que usam a água com finalidade industrial, tais como cervejarias, indústrias químicas, dentre outros. Além disso, impactando ainda mais os aquíferos, a grande maioria das captações de água é irregular e desconhecida pelas autoridades competentes. São diversos poços construídos e operados sem o consentimento do órgão ambiental, impossibilitando qualquer tentativa de gestão do mesmo, o que demonstra a urgência na criação de alternativas para solucionar esse problema.

No Rio de Janeiro, especificamente, quando se trata de outorgas pelo direito de uso da água, vários estudos são pré-requisitos a análise dos processos, todavia, nem sempre os dados são bem aproveitados, no intuito de auxiliar a gestão. Por vezes, não são conclusivos, necessitam de complementações e essas deficiências acarretam uma análise mais demorada, postergando a finalização do processo no órgão ambiental. Tudo isso prejudica, tanto o empreendedor (a outorga precede o licenciamento), quanto à agilidade do órgão em questão.

Nesse artigo, apresenta-se uma metodologia para melhor aproveitar esses estudos, abordando um caso específico como primeira sugestão. Também, abre-se a discussão sobre a necessidade de criar alternativas para tornar os estudos mais objetivos, de acordo com a hidrogeologia local específica para cada tipo de aquífero explorado.

## 2. OBJETIVO

O objetivo desse artigo é propor melhorias na análise dos dados de testes de interferências entre poços para captação de água. Através de um estudo de caso, com um teste de interferência entre três poços, realizado no município de São Gonçalo, Rio de Janeiro, e utilizando ferramentas matemáticas, buscou-se avaliar os parâmetros encontrados de modo a verificar a influência real entre esses poços. Através disso será possível sugerir uma complementação dos estudos que hoje são exigidos pelo órgão ambiental, no âmbito da outorga pelo uso da água, de modo a auxiliar o exercício da gestão dos recursos hídricos subterrâneos.

## 3. LOCALIZAÇÃO

A área de estudo situa-se na Avenida São Gonçalo, bairro Bom Vista, São Gonçalo, no estado do Rio de Janeiro (Figura 1). Os dados analisados nesse artigo pertencem ao Instituto Estadual do Ambiente (INEA/RJ). Eles foram apresentados como parte dos estudos necessários a análise de processo de outorga pelo uso da água.



Figura 1. Localização da Área de Estudo.

## 4. CENÁRIO DAS OUTORGAS NO ESTADO DO RIO DE JANEIRO

Outorga é o ato administrativo mediante o qual o poder público outorgante (União, Estado ou Distrito Federal) faculta ao outorgado (requerente) o direito de uso de recurso hídrico, por prazo determinado, nos termos e nas condições expressas no respectivo ato administrativo. A outorga do direito de uso dos recursos hídricos é um dos instrumentos de gestão desse recurso natural, previsto na Lei 3.239, de 2 de agosto de 1.999. Tem como principal objetivo gerenciar o controle quantitativo do uso da água e o direito de acesso a ela. Refere-se a um volume maior ou igual a  $5 \text{ m}^3$  de água subterrânea explorada por dia.

Dentre as finalidades de uso da água requeridas, entre 2009 e 2012, outros usos é a que representa o maior percentual. Isso se dá por que essa finalidade é mais generalista, corresponde, por exemplo, a limpeza em geral, paisagismo, recreação, lavagem de veículos. O uso industrial, que tem aplicações diversas, como a fabricação de um produto onde a água é matéria prima (exemplo indústrias de bebidas), ou o uso da água para resfriar equipamentos, manteve-se em torno de 40% das emissões de outorga. O grande aumento foi observado no consumo humano, passou de 1% em 2009 a 18% em 2012. Isso pode ser resultado do aumento da fiscalização, principalmente com as parcerias entre

o INEA e as concessionárias de abastecimento público, identificando os usuários irregulares e orientando para que pudessem se regularizar (Figura 2). Outro fator pode ser a migração de usuários que pleiteavam obtenção de licença para minerar água mineral. Com os trâmites mais longos no Departamento Nacional de Produção Mineral (DNPM), muitos mudaram de foco, passando a solicitar a outorga com finalidade de água adicionada de sais.

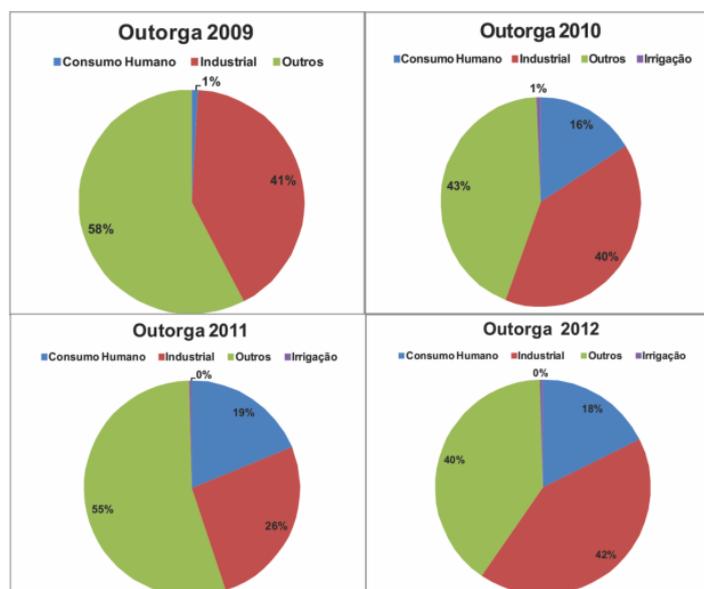


Figura 2. Distribuição das Finalidades do Uso da Água para Outorgas Emitidas pelo INEA entre 2009 e 2012.

Para novos usuários, o procedimento começa com o pedido de autorização para perfurar um poço. Aqueles que já possuem pontos de extração entram diretamente com o pedido de outorga, a fim de regularizar-se.

A documentação técnica exigida é composta por estudos que visam caracterizar hidrogeologicamente o aquífero, e a sua capacidade de fornecimento de água. É preciso lembrar que, num período de 24 horas, o poço deve ser bombeado certa quantidade de tempo, e o período em repouso deve ser suficiente para que o aquífero recupere o nível estático anterior ao bombeamento. Essa análise técnica faz parte do trabalho de gestão dos aquíferos, cujo objetivo é evitar o bombeamento excessivo, que acarretaria numa exploração predatória dos recursos hídricos.

Além da preocupação com a vazão, as análises químicas da água ajudam na caracterização físico-química dos aquíferos, permitem correlações com os litotipos e avaliação da qualidade da água, de acordo com a finalidade exigida. É importante ressaltar que, o órgão ambiental não outorga

qualidade, mas sim quantidade de água, entretanto, existe corresponsabilidade e, no caso de finalidades como consumo e higiene humana, que requerem um padrão de potabilidade da água, se for detectada a presença de contaminantes acima dos limites estabelecidos pela Portaria 2.914 do Ministério da Saúde, é questionado ao usuário qual medida deverá ser tomada para tornar a água potável.

Quando o usuário possui mais de um poço num mesmo empreendimento, e esses se encontrem num raio de, até, 100 m, captando volume superior a 5.000 litros por dia, além de realizar os testes de bombeamento, é exigido apresentar testes de interferência. Nesse artigo será apresentado o resultado do teste de interferência, onde todos os poços foram bombeados e monitorados ao mesmo tempo.

## 5. HIDROGEOLOGIA

De acordo com o Serviço Geológico do Estado do Rio de Janeiro (Ecologus 2006), o estado do é constituído, predominantemente por rochas cristalinas. Por esta razão, os aquíferos fissurais ocupam cerca de 80% do território. Os outros 20% correspondem aos sistemas aquíferos sedimentares (porosos). Os aquíferos fissurais se estendem desde o sul até a região norte do Estado, formados pelas descontinuidades (fraturas e falhas) que ocorrem nos maciços rochosos. Já os aquíferos porosos encontram-se nos sedimentos, depósitos aluviais e marinhos, distribuídos nas principais bacias do estado (Campos, Macacu e Resende) e nas planícies aluviais e litorâneas.

A área de estudo está na Região Hidrográfica

RH-V, baía de Guanabara. A geologia local corresponde aos sedimentos fluviais costeiros, na sua maioria areias grossas, médias e finas mal selecionadas, apresentando minerais de quartzo, feldspato e máficos, geralmente com matriz argilosa a síltica, exibindo cores creme- amareladas, padrão característico de cordões litorâneos e de leque fluvial costeiro.

O sistema aquífero em questão é sedimentar e livre, formado por sedimentos inconsolidados, com nível estático médio em torno de 2,77 metros abaixo da cota topográfica do local onde os poços estão instalados.

O teste de interferência foi realizado em abril de 2012, com todos os poços sendo bombeados em conjunto, e aferidos os níveis dinâmicos em cada poço.

## 6. METODOLOGIA PARA DETERMINAÇÃO DOS RAIOS DE INFLEÊNCIA

Apesar de menos abundantes que os aquíferos fissurais, optou-se por trabalhar com aquíferos sedimentares livres, dada a maior facilidade para o tratamento dos dados, como também a abundância de trabalhos sobre esse tema.

Para um melhor aproveitamento informação dada pelos testes de interferência apresentados nesse estudo, propôs-se analisá-los informação dada pelos testes de interferência apresentados nesse estudo, propôs-se analisá-los para um sistema de múltiplos poços, obtendo-se o raio de influência de cada poço e observando suas interações com os poços vizinhos.

Inicialmente determina-se os níveis estáticos (potencial inicial  $\varphi_0$ ), através de aferição do nível da água no poço, com o sistema aquífero em repouso, e ao final dos testes de bombeamento consegue-se obter os níveis dinâmicos (potencial final  $\varphi$ ), a permeabilidade e a vazão de bombeamento  $Q$  na qual os poços estabilizam ao final do teste. Essa será a vazão sustentável outorgada ao requerente. Mediante a localização das coordenadas dos poços é possível georreferenciar esses dados, utilizando o *software* ArcGIS 9.3 (ESRI, 2006), além disso, pode-se obter plantas de locação dos poços, por meio do *software* AutoCad (2010).

### 6.1 MODELO MÚLTIPLOS POÇOS

A escolha do modelo é fundamentada no tipo de aquífero analisado e no regime de bombeamento. Nesse caso, trata-se de um aquífero livre com um regime de bombeamento onde,  $k$  é a condutividade hidráulica e  $\varphi$  é a estacionário e o aquífero homogêneo, o fluxo bidimensional é regido pela equação diferencial parcial:

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} = 0$$

onde  $\Phi$  é o potencial hidráulico.

Devido ao fato dessa equação, ser homogênea e linear, o princípio de superposições se aplica. O princípio estabelece que, se três funções diferentes  $\Phi_1$ ,  $\Phi_2$  e  $\Phi_3$  são soluções da equação de Laplace (Eq. 1), então a função:

$$\Phi(x, y) = c_1\Phi_1(x, y) + c_2\Phi_2(x, y) + c_3\Phi_3(x, y) \quad (2)$$

Assim sendo, admitindo-se a solução individualizada para cada um dos poços, pode-se reescrever a Eq. (2) na forma:

$$\Phi(x, y) = \frac{Q_1}{2\pi} \ln r_1 + \frac{Q_2}{2\pi} \ln r_2 + \frac{Q_3}{2\pi} \ln r_3 + c \quad (3)$$

onde,  $Q_1$ ,  $Q_2$  e  $Q_3$  são as vazões de bombeamento, e  $r_1$  a distância entre os poços 1 e 2,  $r_2$  a distância entre os poços 2 e 3 e  $r_3$  a distância entre os poços 1 e 3.

Quando a distância entre os poços se aproxima do valor do raio de influência, o potencial hidráulico iguala-se ao potencial hidráulico inicial (estático), ou seja:

$$c = \Phi - \frac{Q_1}{2\pi} \ln R - \frac{Q_2}{2\pi} \ln R - \frac{Q_3}{2\pi} \ln R \quad (4)$$

Portanto, pode-se reescrever a Eq. (3), na forma:

$$\Phi = \frac{Q_1}{2\pi} \ln \frac{r_1}{R} + \frac{Q_2}{2\pi} \ln \frac{r_2}{R} + \frac{Q_3}{2\pi} \ln \frac{r_3}{R}$$

No caso de aquíferos não- confinados, o potencial hidráulico é dado por:

$$\Phi = \frac{1}{\gamma} k \varphi^2 + c \quad (6)$$

Na hipótese de se considerar fluxo carga hidráulica. De onde segue que,

$$\varphi(x, y) = \dots \quad (7)$$

Isolando-se o raio de influencia R, na Eq. (7), obtém-se:

$$R = \exp \left[ \frac{\frac{1}{\gamma} k \varphi^2 + c - \frac{Q_1}{2\pi} \ln(r_1/r) - \frac{Q_2}{2\pi} \ln(r_2/r) - \frac{Q_3}{2\pi} \ln(r_3/r)}{Q_1 + Q_2 + Q_3} \right] \quad (8)$$

## 7. ESTUDO DE CASO

O caso de estudo consiste em um sistema de três poços localizados em São Gonçalo no estado do Rio de Janeiro. Os poços têm 0.15 m (6") de diâmetro, e estão localizadas no *Datum* WGS-84, segundo as coordenadas geográficas apresentadas na Tabela 1. As distâncias entre os poços são apresentadas na Tabela 2.

Tabela 1. Localização dos Poços

Poço	Coordenadas
Poço 1	22° 49' 1,32" S
	43° 4' 17,64" W
	22° 49' 00,66" S
Poço 2	43° 4' 17,68" W
	22° 48' 58,96" S
Poço 3	43° 4' 18,46" W

Tabela 2. Distâncias entre poços

Poços	Distância (m)
$r_{1 \text{ a } 2}$	20.1
$r_{2 \text{ a } 3}$	57.3
$r_{3 \text{ a } 1}$	76.2

Esses poços localizam-se em um aquífero sedimentar livre, com bombeamento em regime permanente. Os resultados dos ensaios de bombeamento encontram-se na Tabela 3.

Tabela 3. Resultados do Bombeamento

Poço	Profundidade (m)	Vazão ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	Nível estático (m)	Nível dinâmico (m)	Permeabilidade ( $\text{cm/s}$ )
1	28	4,311	2,73	6,28	$10^{-3}$
2	40	1,335	3,58	24,85	$10^{-3}$
3	30	1,508	2,39	25,80	$10^{-3}$

Considerando-se os dados do sistema de poços apresentados na Tabela 2, e programando-se a Eq. (8), no software Maple 13 é possível estimar os raios de influência de cada um dos poços em relação ao outro. Para os cálculos.

considerou-se que o coeficiente de permeabilidade do aquífero fosse  $10^{-3} \text{ cm/s}$  (Feitosa & Filho, 2000).

Transcreveram-se os dados obtidos para cada poço, a partir da Tabela 3, e pôde-se calcular o raio de influência de cada um dos poços, através da equação Eq. (8). Os raios de influência obtidos foram:

Tabela 4. Raios de influência calculados.

Poço	Raio de influencia (m)
P1	31,91
P2	24,82
P3	24,22

Para visualizar a distribuição espacial dos raios de influencia, os poços foram plotados, assim como também os raios de influência, de acordo com a figura 3 abaixo.

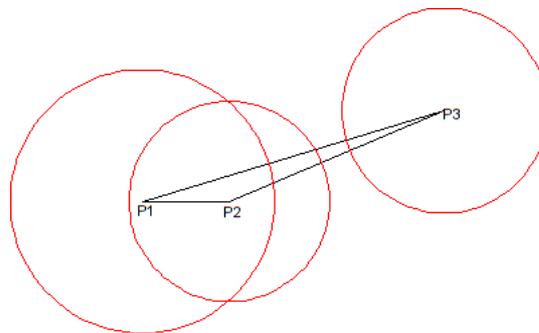


Figura 3. Raios de influência.

Após obterem-se os raios, calcularam-se os rebaixamentos em cada ponto, utilizando a equação:

$$S = \varphi_1 - \sqrt{\frac{\varphi_1^2 - \varphi_2^2}{L} * x + \varphi_2^2} \quad (9)$$

Com base nesses dados, criaram-se os gráficos de rebaixamento versus os raios de influência para cada poço, cujos resultados encontram-se representadas a seguir nas Figuras 4,5, 6, e 7:

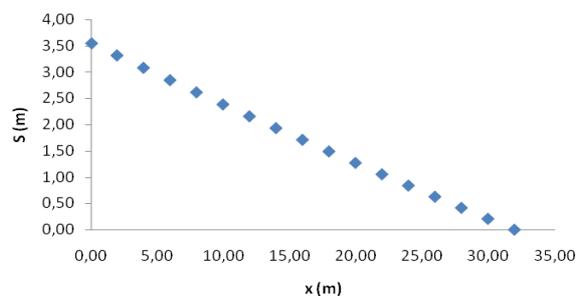


Figura 4. Rebaixamento do Poço 1 versus a distância ao longo do raio de influência.

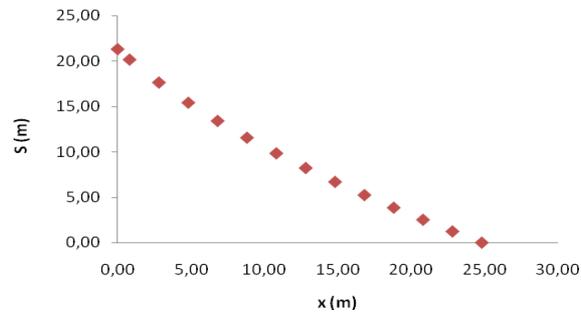


Figura 5. Rebaixamento do Poço 2 versus a distância ao longo do raio de influência.

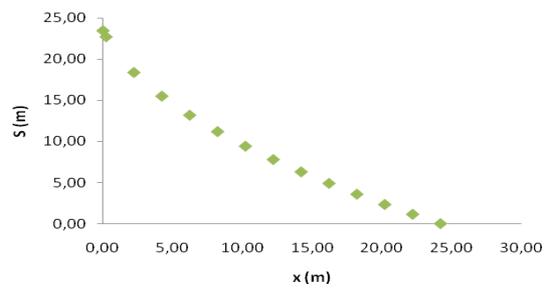


Figura 6. Rebaixamento do Poço 3 versus a distância ao longo do raio de influência.

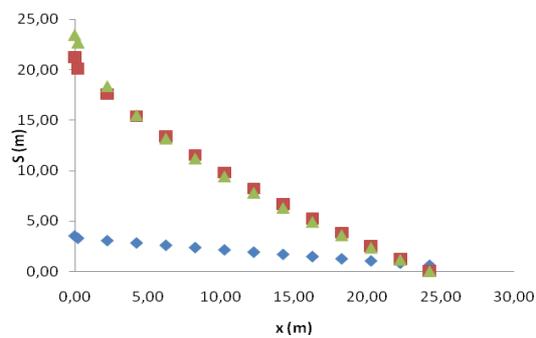


Figura 7. Rebaixamento dos três poços versus a distância ao longo do raio de influência correspondente.

Esses resultados nos permitiram visualizar o comportamento hidrodinâmico do aquífero, dado o bombeamento analisado (vide Tabela 3). As Figuras 8 e 9 mostram, em perfil, o estágio final do bombeamento, quando o nível da água estabiliza para a vazão solicitada e o comportamento dos cones de rebaixamento.

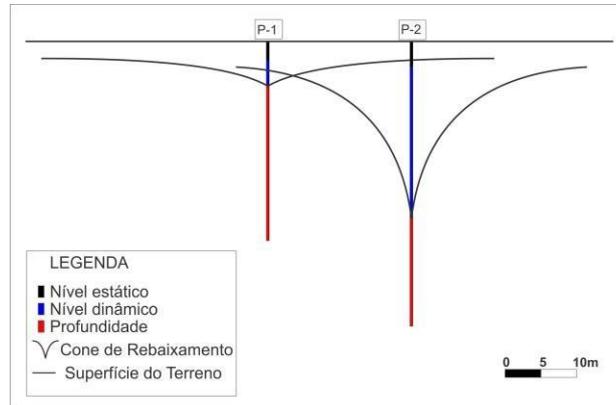


Figura 8. Visão em perfil dos poços 1 e 2 no estágio final de bombeamento.

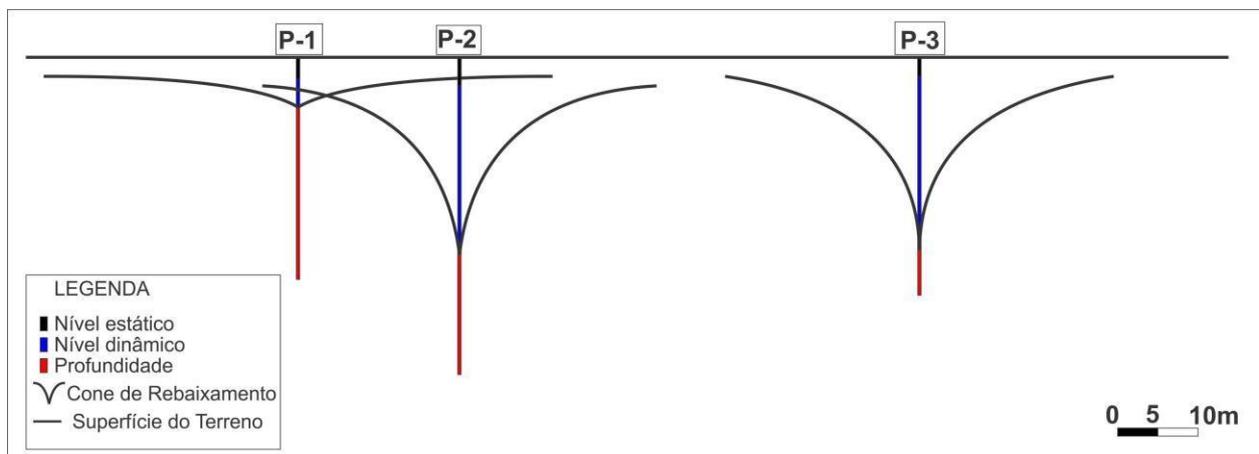


Figura 9. Visão em perfil dos poços 1, 2 e 3 no estágio final de bombeamento.

A Figura 8 retrata o que foi constatado na análise dos resultados (Figura 3), os poços 1 e 2 têm interferência e concorrem pelo mesmo recurso hídrico, fazendo com que esses dois poços tenham menor aproveitamento.

A Figura 9 apresenta uma visão em perfil dos três poços. Nela pode observar que o poço 3 não tem interferência com os demais. Os cones de rebaixamento terminam na altura do nível estático inicial, antes de haver qualquer bombeamento, quando o aquífero estava em repouso.

## 8. CONCLUSÕES

O ponto de interferência de maior raio de influência foi o poço 1, que influencia notadamente no poço 2. Dessa forma, a vazão explorada é comprometida, à medida que ambos estão competindo pelo mesmo recurso hídrico. Outra evidência apontada pelos resultados é o risco de bombeamento predatório, com o poço 1 e 2 retirando uma vazão que não é sustentável para o aquífero. Com base nesses dados podem-se propor alternativas de uso, tais como diminuição da vazão explorada, rodízio do uso dos poços ou até indeferimento do processo, se essa for a melhor opção, do ponto de vista do uso sustentável desses recursos.

O uso dessa metodologia é específico para aquíferos sedimentares livres e se mostrou bastante eficaz, para esse caso. Esse trabalho é um primeiro passo rumo à elaboração de metodologias que atendam os tipos de aquífero do estado do Rio de Janeiro. Sugere-se que o INEA adote essa metodologia como parte das análises dos dados, que já são produzidas pelos geólogos que realizam os estudos hidrogeológicos, para serem entregues como parte da interpretação dos testes que compõem a parte técnica do processo. Dessa forma será possível avaliar melhor a interferência entre poços de um mesmo empreendimento. Além disso, quando houver um banco de dados que disponibilize todos os pontos de interferência outorgados, poderá ser analisada a interferência de um poço novo nos poços da vizinhança, e assim avaliar a vazão adequada, de modo a não impactar negativamente os recursos hídricos subterrâneos.

Como vimos, aquíferos sedimentares correspondem a 20% de todos os aquíferos do estado do Rio de Janeiro, de modo que fica o desafio de criar uma metodologia para aquíferos fissurais. Mesmo com as peculiaridades dos sistemas fraturados, é importante desenvolver metodologias que possam ser aplicadas a qualquer caso, visto que o órgão ambiental precisa fornecer a orientação para os usuários, mostrando como devem ser elaborados os estudos necessários a análise dos processos de outorga.

## AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de expressar seus agradecimentos ao CNPq, CAPES e Universidade de Brasília pelo suporte dado durante esta pesquisa.

## REFERÊNCIAS

AUTODESK, Autocad Civil 3D® 2010 User's guide.

MAPLESOFT. 2009. Maple 13, student edition [programa de computador]. Waterloo, Ontario: Maplesoft. CD-ROM, S.O. Linux, Mac y Windows.

Consórcio Ecologus/Agrar (2006) Disponibilidades Hídricas Subterrâneas da Região Hidrográfica da Baía da Guanabara, Plano Diretor de Recursos Hídricos do Programa para a despoluição da Baía da Guanabara. Secretaria de estado de Meio ambiente e Desenvolvimento Urbano do estado do Rio de Janeiro.

ESRI, ArcGIS Manuals. Redlands: ESRI, 2006.

Feitosa, F.A.C. e Filho, J. M. (2000) Hidrogeologia Conceitos e Aplicações, 1nd ed., Serviço Geológico do Brasil- CPRM, Fortaleza, CE, Brasil, 391p.

Lei estadual 3.239/99. Institui a política estadual de Recursos Hídricos; cria o sistema estadual de gerenciamento de recursos hídricos; regulamenta a Constituição Estadual, em seu artigo 261, parágrafo 1º, inciso VII; e dá outras providências.

Portaria 2.914 do Ministério da Saúde, de 12 de dezembro de 2011. Dispõe sobre os procedimentos de controle e de vigilância da qualidade da água para consumo humano e seu padrão de potabilidade.

# Capítulo 21

## ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDE DE ÁREA DE RISCO NO BAIXO ROGER EM JOÃO PESSOA/PB

*Jailane de Melo Souza (Universidade Federal de Paraíba)*

*Fábio Lopes Soares (Universidade Federal de Paraíba)*

**Resumo:** A ocupação desordenada ligada à moradia no Brasil é uma problemática de ordem socioeconômica e ambiental. Como consequência de tal situação observa-se os mais variados tipos de assentamento urbano, de maneira irregular, situados em áreas de preservação que ocasionam riscos de acidente a população local. O foco da pesquisa fixa-se em examinar e avaliar as condições apresentadas em taludes da região do Baixo Roger da cidade de João Pessoa-PB que apresenta problemas com instabilidade. Para isso, utilizou o auxílio do mapeamento de área que foi detalhado segundo os procedimentos sugerido pelo Ministério das Cidades. De posse da classificação quanto ao risco geotécnico das áreas analisadas e dos dados da caracterização física obtida através de coleta de amostras deformadas, fez-se uma análise da estabilidade do talude da região em estudo, por meio do método determinístico de Bishop. Por fim, obteve-se resultados de análise de estabilidade, com a utilização do programa SLOPEW, que mostra a importância referente à relação da variação da umidade e sua influência na parcela da coesão na resistência ao cisalhamento do solo.

**Palavras-chave:** Áreas de risco, mapeamento, estabilidade de taludes, João Pessoa.

## 1. INTRODUÇÃO

As ocupações irregulares são fatores preponderantes para a deflagração de movimentos de massa. Os movimentos de massa podem ocorrer naturalmente ou por execução de cortes e aterros. A deflagração do movimento é ocasionada por meio do aumento dos esforços atuantes ou da redução da resistência dos componentes dos materiais.

Ciente de sua responsabilidade na promoção do desenvolvimento urbano, o Ministério das Cidades tem apoiado, dentre outros, os municípios mais atingidos por deslizamentos de encostas, visto que apresentam maior registro de vítimas, embora as inundações causem maiores danos materiais. A atuação tem se voltado principalmente para as ações de planejamento e de capacitação técnica para que as equipes técnicas tenham condições de, a partir do reconhecimento e dimensão do problema, montar um sistema municipal de gerenciamento de riscos, articulado e integrado com as políticas de habitação, saneamento e defesa civil (BRASIL, 2007).

A fim de minimizar a vulnerabilidade e o risco de ocorrência de novos acidentes, faz-se necessário uma solução de forma a eliminar ou minimizar riscos de deslizamentos. Diante disto, o Ministério das Cidades propôs o gerenciamento das áreas de riscos por meio de mapeamento de risco, com medidas preventivas e/ou corretivas.

Perante esta realidade, a presente artigo busca analisar a estabilidade de um talude situado no bairro do baixo Roger na cidade de João Pessoa - PB, local que apresenta áreas propensas a riscos geológico-geotécnicos. Frente a esta situação, esta análise servirá como auxílio para o desenvolvimento de uma solução para eliminar/mitigar a instabilidade do local, modelado a atender as especificações e necessidade que se enquadre nas possíveis alternativas para realidade local, de forma a garantir a segurança da população de forma eficaz e econômica.

## 1. METODOLOGIA

### 2.1 ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo está situada no bairro do Roger, que é subdividido em alto e baixo Roger, dois núcleos que apresentam disparidades devido à ocupação desordenada da população pobre e de baixa renda na extremidade baixa do bairro.

Segundo o censo demográfico do IBGE do ano 2010, o Roger possui uma população residente de 10.381 habitantes, sendo estes 4.979 homens e 5.402 mulheres, com 2.874 domicílios particularmente ocupados com uma proporção média de 3,5 habitantes por domicílio.

O bairro dispõe de uma topografia acidentada e infraestrutura básica como água, drenagem, esgoto, pavimentação, rede elétrica, iluminação pública, além de agregar três referências na cidade, destacados pelo parque Arruda Câmara, popularmente conhecido como “Bica”, o antigo “Lixão do Roger” desativado em 1997 e a maior penitenciária da cidade, popularmente conhecida como presídio do Roger (Fósculo da Nóbrega).

As fáceis do relevo predominante na cidade de João Pessoa, de acordo com Nascimento (2009), são os Baixos Planaltos Costeiros com forte presença de Tabuleiros. Os Tabuleiros são feições morfológicas que possuem relevo suavemente ondulado a ondulado, que atinge altitudes aproximadas ou inferiores a 100 metros, avançando na direção leste originando as falésias ativas e inativas, moldados sobre os sedimentos do Grupo Barreiras, a qual possui estrutura constituída por sedimentos em consolidação de granulometria variada e material que apresenta cores e formas variadas, com mistura de areias e argilas.

## 2.2 ANÁLISE DE RISCOS

Para o desenvolvimento do estudo foi realizada análise física para o reconhecimento e identificação das áreas de riscos da região por meio de visitas técnicas, com o reconhecimento prévio de problemas através de entrevista informal com a população local e investigação “in situ”.

A correta delimitação da área deu-se por consulta a imagens de satélite usando o aplicativo Google Earth e mapa classificatório dos riscos desenvolvido por equipes da Universidade de Federal da Paraíba (UFPB) segundo o modelo de divisão de riscos sugerida pelo Ministério das Cidades, conforme Figura 1 e Quadro 1.



Figura 1. Mapeamento das áreas de risco do Baixo Roger. Fonte: Neto, 2013.

## Legenda

	-	Risco Baixo
	-	Risco Médio
	-	Risco Alto
	-	Risco Muito Alto

Quadro 1 – Caracterização das áreas de risco do Baixo Roger

CARACTERIZAÇÃO DAS ÁREAS DE RISCO DA COMUNIDADE “TERRA DO NUNCA”	
Área 1	Area de taludes pouco inclinados com a presença de casas sobre os taludes e sem vegetação
Área 2	Area com taludes bem inclinados, Com edificações tanto no topo, quanto na base dos taludes, porém com afastamento considerado seguro. Pesquisa com moradores do local revela que as casas antes eram encostadas no talude, o que representaria um grau de risco alto, porém a medida de remoção das casas foi tomada.
Área 3	Area plana com construções adequadas e seguras. Escoamento de água ao longo da via bom.
Área 4	Area de desnível acentuado entre lotes, porém sem riscos para as construções. Problema encontrado, é que a água escoar da área 3 pra cá, existe mecanismos que ajudam no escoamento, mas não são os melhores, porém bons o suficiente para que isso não represente riscos.
Área 5	Area que acompanha o talude da área 2, porém existem casas muito próximas ao talude, tanto no pé, quanto no topo. O talude não é mais tão alto quanto na área 2, porém representa risco significativo
Área 6	Area considerada segura, como boas construções e escoamento de água também bom.
Área 7	Area de desnível acentuado entre lotes, porém sem riscos para as construções. Problema encontrado, é que a água escoar da área 6 pra cá, existe mecanismos que ajudam no escoamento, mas não são os melhores, porém bons o suficiente para que isso não represente riscos.
Área 8	Area encontrada com mais riscos. Nessa área estão os taludes mais altos, com inclinações, em partes, perto de 90 graus. Água de esgoto é despejada nos taludes, Parte destes é ainda mais escavado para que se construa, e as casas ficam muito perto, tanto do topo, quanto da base do talude, que tem altura em partes maior que duas vezes a altura das casas
Área 9	Area que dá início a um talude adensado de casas, pode ser considerado de inclinação pequena e seguro
Área 10	Parte mais inclinada do talude mencionado a área 10, é totalmente construído, o escoamento de água é satisfatório, e não representa risco
Área 11	Descrição semelhante a área 9
Área 12	Casas próximas a o topo de um talude feito para a passagem de uma via importante na região. O talude não tem o problema de água das casas desaguando nela, mas tem muito pouca vegetação e apresenta lixo acumulado.
Área 13	Area que tem um talude grande, porém as casas construídas lá se encontram a uma distancia segura dele.
Área 14	Região de transição entre a área 13 e o talude que a cerca. Mais elevada que a área 13, e o talude já não é mais presente.
Área 15	Parte por traz das casas possui um talude não tão alto, mas bem inclinado, e muito próximo das casas

Fonte: Neto, 2013.

## 2.3 COLETA DE DADOS

Para identificação do solo, foram coletadas amostras do talude, conforme a norma NBR 6457 (ABNT, 1986), para realização de investigações laboratoriais.

Os ensaios de laboratório compreenderam em caracterização física documentados pelos ensaios de análise granulométrica, conforme a NBR 7181 (ABNT, 1984), de compactação segundo a NBR 7182 (ABNT, 1986) e teor de umidade por meio da norma DNER – ME 52 - 64/94 – método do “Speedy”, que juntos definem a natureza do material.

Devido a indisponibilidade para realização do ensaio de cisalhamento, foi feita a análise de estabilidade do talude utilizando os parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito) referenciados no estudo de Gusmão Filho et al. (1997), por possuir dados do solo característico da Formação Barreira.

## 2.4 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDE

O método de análise de estabilidade de talude aqui empregado foi o de Bishop que utiliza uma metodologia analítica bidimensional para verificação de estabilidade de um talude, que consiste na aplicação de subdividir o talude em fatias assumindo que a base da fatia é linear baseada na idéia de se analisar separadamente as fatias do solo. Posteriormente, efetua-se o equilíbrio de forças em cada fatia, assumindo que as tensões normais na base das fatias são oriundas do próprio peso do solo da fatia e desenvolve o cálculo do conjunto por meio da equação de equilíbrio de momentos.

Para o refinamento dos dados, obteve-se a determinação do fator de segurança com o auxílio do programa SLOPE/W versão 2012 da GEOSTUDIO que possui aplicação dos métodos de Ordinary, Bishop, Spencer e Jambu.

A partir da análise probabilística, definiu-se a superfície de ruptura mais desfavorável. Identificou-se o fator de segurança mínimo recomendado para os níveis de segurança contra danos materiais e ambientais e níveis de segurança contra perda de vidas humanas, sugeridas pela norma da ABNT 11682, conforme os Quadro 2, 3 e 4.

Quadro 2 - Níveis de segurança desejados contra danos a vidas humanas

Nível de segurança	Crítérios
Alto	Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais ou industriais, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego intenso
Médio	Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego moderado
Baixo	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido

Fonte: ABNT NBR – 11682/2009.

Quadro 3 - Níveis de segurança desejados contra danos materiais e ambientais

Nível de segurança	Critérios
Alto	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos
Médio	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados
Baixo	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos

Fonte: ABNT NBR – 11682/2009.

Quadro 4 - Fatores de segurança mínimos para deslizamentos

Nível de segurança contra danos materiais e ambientais \ Nível de segurança contra danos a vidas humanas	Alto	Médio	Baixo
	Alto	1,5	1,5
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

NOTA 1 No caso de grande variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da tabela acima devem ser majorados em 10 %. Alternativamente, pode ser usado o enfoque semiprobabilístico indicado no Anexo D.

NOTA 2 No caso de estabilidade de lascas/blocos rochosos, podem ser utilizados fatores de segurança parciais, incidindo sobre os parâmetros  $\gamma$ ,  $\phi$ ,  $c$ , em função das incertezas sobre estes parâmetros. O método de cálculo deve ainda considerar um fator de segurança mínimo de 1,1. Este caso deve ser justificado pelo engenheiro civil geotécnico.

NOTA 3 Esta tabela não se aplica aos casos de rastejo, voçorocas, ravinas e queda ou rolamento de blocos.

Fonte: ABNT NBR – 11682/2009.

## 3. ANÁLISE DOS RESULTADOS

### 3.1 MAPEAMENTO DE RISCOS

O diagnóstico mais detalhado da situação de risco da área em estudo, representada na Figura 1 como área 2, foi classificado conforme o padrão do manual “Mapeamento de riscos em encostas e margens de rio”.

A Figura 2 mostra a vulnerabilidade e a alta susceptibilidade de escorregamento devido a cortes realizados por pessoas sem orientação.



Figura 2 - Corte irregular do talude.

O talude da Figura 3 foi utilizado como referência para a elaboração de ensaios de caracterização. Houve a constatação de residências com aproximadamente de um metro e meio de distância do topo do talude, bem como a detecção de lançamento inadequado de águas servidas e presença de fossa séptica, construída por moradores, gerando uma contribuição hídrica constante para esse talude, visto pela Figura 4 e 5.

Informações obtidas através de entrevistas informais com moradores serviram como referência para o correto diagnóstico da configuração do talude, configuração esta que sempre é alterada devido a pequenos deslizamentos frequentes.



Figura 3 - Vista frontal do talude.



Figura 4 - Descarte inadequado de águas servidas.



Figura 5 - Fossa séptica no topo do talude.

## 3.2 ENSAIOS LABORATORIAIS

O resultado da análise realizada nas amostras pode ser visto no Quadro 5.

Quadro 5 – Resumo da granulometria

Resumo da Granulometria – DNER	
Pedregulho ( $d > 2,00\text{mm}$ )	0,92
Areia Grossa ( $0,42\text{mm} < d \leq 2\text{mm}$ )	48,33
Areia Fina ( $0,074\text{mm} < d \leq 0,42\text{mm}$ )	22,58
Silte + Argila ( $d \leq 0,074\text{mm}$ )	28,17
Total	100,00
Areia Total (entre a Pen N° 10 e a 200)	70,91

Característico da Formação Barreira, o solo estudado se compõe de sedimentos não consolidados e apresenta-se constituído por sedimentos com alternância de camadas de forma desordenada. A amostra coletada possui predominância de areia grossa, de cor vermelha-clara e amarela, apresentando em sua granulometria, 48,3 % de areia de areia grossa, 22,6% de areia fina, 0,9% de pedregulho e 28,2% de silte e argila.

Os parâmetros de resistência do solo retirados do registro de ensaios de cisalhamento direto do trabalho de Gusmão Filho et al. (1997), são definidos por meio da variação da umidade do solo (que pertence a Formação Barreira) como: solo não saturado, solo não completamente saturado e o solo completamente saturado.

O Quadro 6 representa os valores de coesão e ângulo de atrito, com suas respectivas médias.

Quadro 6 - Média da coesão e ângulo de atrito

COESÃO E ÂNGULO DE ATRITO					
solo natural		solo parcialmente saturado		solo saturado	
c (kPa)	$\phi$ (°)	c (kPa)	$\phi$ (°)	c (kPa)	$\phi$ (°)
49	32	25	28	8	33
25	28			11	26
20	37			7	26
<b>Médias</b>	<b>31</b>	<b>32</b>	<b>25</b>	<b>28</b>	<b>9</b>

### 3.3 ANÁLISE DA ESTABILIDADE DO TALUDE

Com a geometria do talude, a caracterização do solo e a estimativa dos parâmetros de resistência, realizou-se o a análise de estabilidade do talude que possui uma altura de 7 metros, vegetação de grande porte no topo e ângulo de inclinação próximo aos 90°.

Utilizando o programa SLOPE/W versão 2012 da GEOSTUDIO, que divide o talude em 30 fatias, pode-se fazer uma análise da estabilidade do talude por meio do método de Bishop com uma malha de 49 centros de verificação do fator de segurança, como se pode observar nas Figuras 10, 11 e 12.

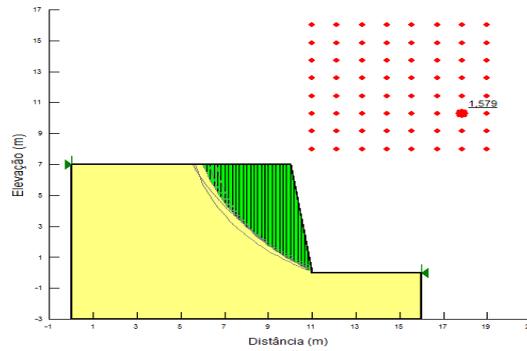


Figura 10 - Perfil de ruptura e definição do fator de segurança (FS) para o solo natural.

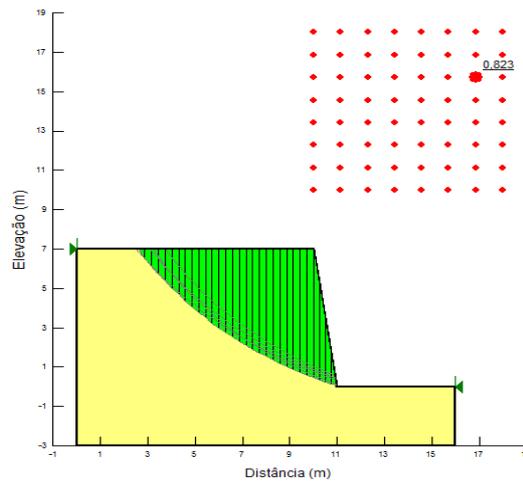


Figura 11 - Perfil de ruptura e definição do fator de segurança (FS) para o solo parcialmente saturado

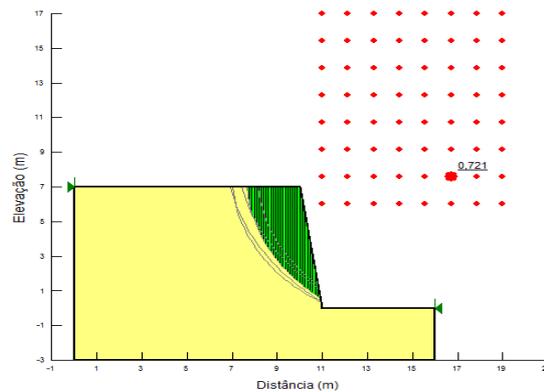


Figura 12 - Perfil de ruptura e definição do fator de segurança para o solo saturado.

As Figuras mostram as várias curvas de rupturas possíveis, com a ilustração detalhada para o centro de menor fator de segurança e curvas de situações mais críticas.

Observa-se um decréscimo do fator de segurança à medida que a saturação vai crescendo, o que se faz devido à variação dos valores de coesão, que diminui significativamente quando o solo recebe

água, caso este não identificado no ângulo de atrito que apresentou pequena variação em comparação com a coesão.

De acordo com os critérios adotados na ABNT da norma NBR 11682, conforme os Quadros 2 e 3 da metodologia, que considera parâmetros visando cobrir as incertezas naturais das diversas etapas de dimensionamento, classifica o grau de segurança para o talude como sendo de risco médio, com isso os fatores de segurança indicados no quadro 4 define um FS mínimo de 1,4, mas devido a incerteza dos parâmetros geotécnicos, a norma preconiza que o FS mínimo deve ser majorado em 10%, ou seja, o FS mínimo para o talude em questão deve ser de 1,54.

A comparação dos valores encontrados no estudo com o definido pela norma identifica que apenas o solo natural enquadra-se em um nível de segurança quanto aos danos a vidas humanas como também de materiais e meio ambiente, já para o solo parcialmente saturado e saturado, o talude apresenta certa instabilidade, em que necessitar de um projeto com obras de estabilização viável para a área, de forma a manejar adequadamente as águas que incidem no talude.

## 4. CONCLUSÃO

O desenvolvimento deste trabalho revela as características dos riscos geotécnicos em que a comunidade do Baixo Roger está inserida, caso identificado através dos assentamentos inadequados em encostas, bem como o lançamento de águas servidas, presença de vegetação de grande porte e acúmulo de lixo no topo do talude.

Esta realidade colabora para a instabilidade da encosta, ou seja, são fatores preponderantes para deflagração de movimentos de massa.

Os estudos realizados em encostas tornam-se cada vez mais importantes, uma vez que há necessidade de conhecer a realidade dessas áreas para que, a partir daí, possa desenvolver a mitigação dos processos geomorfológicos e hidrológicos sobre encostas, principalmente em áreas densamente ocupadas, caso verificado no Baixo Roger, onde os riscos de perda de vidas humanas e de bens materiais aumentam cada vez mais com o passar dos anos.

A análise de estabilidade de talude é imprescindível para se ter um maior conhecimento da variação dos parâmetros de resistência do solo, ou seja, para poder se obter valores representativos da vulnerabilidade dessas encostas a presença de águas e uso do solo pelo homem.

Por fim, verifica-se a necessidade de execução de alternativas possíveis para estabilização da encosta, de modo que se adeque a realidade local, seja por meio de execução de projetos de estabilização que forneça índices de confiabilidade para a região ou pela relocação das famílias que se encontrem em alto risco com a fiscalização sistemática impedindo a ocupação dessas áreas.

Logo é necessária a realização de debates com os moradores da comunidade, buscando tirar dúvidas sobre os riscos na região e sobre os possíveis projetos executados na comunidade com suas funcionalidades e forma de manutenção, tendo em vista a prevenção e diminuição dos riscos nessas áreas.

## AGRADECIMENTOS

A Rosinaldo José, Rodrigo Massao, Sérgio Ricardo e João Dantas pela ajuda e apoio no desenvolvimento desta pesquisa.

## REFERÊNCIAS

Associação brasileira de normas técnicas. NBR 11682: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, 2009.

Brasil. Ministério das Cidades / Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT. Mapeamento de Riscos em Encostas e Margem de Rios. Celso Santos Carvalho, Eduardo Soares de Macedo e Agostinho Tadashi Ogura, organizadores – Brasília: Ministério das Cidades; Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT, ISBN 978-85-60133-81-9, 176 p., 2007.

Gusmão Filho, J.A.; Ferreira, S.R.M. e Amorim Jr, W.M. (1997). Escorregamentos em Morros Urbanos dorecife: O caso do Boleiro. In: 2nd Panamerican Symposium on Landslides, Rio de Janeiro, ABMS. Anais, Vol.2.

IBGE. (2013). Censo demográfico 2010. Brasil: IBGE. Disponível em: <http://www.ibge.gov.br>. Acesso em: 17 de janeiro de 2014.

Nascimento, Maria Odete Teixeira do. Riscos de deslizamentos e inundações e condições de moradia em aglomerados subnormais na bacia do rio Sanhauá: avaliação e análise integrada. Dissertação de Mestrado UFPB 2009.

Neto, Genival Gomes Barboza. Proposta de estabilização para áreas de alto risco mapeadas no Baixo Roger. João Pessoa, 2013. 54 p.

# Capítulo 22

## AVALIAÇÃO DE BARREIRA CAPILAR COM GEOTÊXTIL ASSOCIADO

*Raul Fernando Polisseni (Universidade Federal de Minas Gerais)*

*Maria das Graças Gardoni Almeida (Universidade Federal de Minas Gerais)*

*Lúcio Flávio de Souza Villar (Universidade Federal de Minas Gerais)*

**Resumo:** O estudo da avaliação de barreiras capilares, potencializadas por emprego de geotêxtis não tecidos (GTNs), é representado nesse trabalho a partir das análises em laboratório de modelos de barreiras monitoradas, aferindo sucção, temperatura e teor de umidade. As curvas de retenção de água (CCRAs), para os geotêxtis não tecidos, foram determinadas pelos dados de coluna suspensa instrumentada das barreiras. As curvas de retenção dos geotêxtis foram similares, com elevada histerese e com condições residuais mostrando esses materiais uma forte propriedade hidrofóbica. As barreiras capilares comportaram-se de forma similar retendo maior volume de água na porção mediana da camada capilar.

**Palavras-chaves:** Barreira Capilar, Cobertura Evapotranspirativa, Curva Característica de retenção de Água, Ensaio de Coluna Suspensa, Geotecnia Sucção.

## 1. INTRODUÇÃO

Cobertura Evapotranspirativa (ET), em particular barreiras capilares, são utilizadas em climas onde a evaporação supera a precipitação, controlando total ou parcialmente o fluxo de água e gás em resíduos sólidos, resíduos e rejeitos de mineração (ZORNBERG *et al.* 2010; ZHANG *et al.*, 2016). A construção de barreiras capilares associadas a um geotêxtil não tecido (GTN) melhora o desempenho de retenção da barreira (PICKLES; ZORNBERG, 2012; ZORNBERG *et al.* 2016, DE LIMA *et al.* 2017).

Ensaio laboratoriais e de campo permitem a avaliação de sistemas envolvendo barreiras capilares, o que viabiliza a concepção de novos projetos e maior entendimento das propriedades hidráulica dos seus constituintes. Quando em laboratório trajetórias de secagem e umedecimento devem ser realizadas para uma melhor simulação de situações reais de chuva e estiagem.

## 2. CONTEXTUALIZAÇÃO

A evapotranspiração, precipitação, fluxo superficial, retenção de umidade, drenagem lateral e percolação basal são fatores que devem ser analisados no projeto de uma cobertura final, quanto menor a percolação basal, nesse tipo de cobertura, melhor é o seu desempenho. As coberturas de disposição finais, bem projetadas, devem absorver recalques diferenciais e na existência de gás, controlar o seu fluxo, sem prejudicar seu desempenho. Elas podem ser resistivas ou evapotranspirativas (ETs), (DE LIMA *et al.*, 2015). As coberturas resistivas reduzem o seu desempenho com o tempo, pois ressecam e erodem, enquanto as coberturas evapotranspirativas tendem a um melhor desempenho, este associado ao desenvolvimento de cobertura vegetal (AMORIM, 2008). A redução da percolação basal nas coberturas resistivas se deve a materiais de baixa permeabilidade, que induzem um maior “run off” em detrimento a infiltração. As coberturas ETs priorizam a retenção de umidade em uma de suas camadas, e o clima e a vegetação ajudam no controle da percolação basal (DE LIMA *et al.*, 2015).

Geralmente as coberturas resistivas são compostas por camada para controle de erosão sobrepondo a camada de baixa permeabilidade que pode ou não estar assentada sobre uma camada de fundação (AMORIM, 2008). As coberturas ETs podem ser monolíticas, barreiras capilares ou barreiras anisotrópicas. As coberturas monolíticas são formadas por camada de solo fino assentada em uma fundação sobrepondo o resíduo. As barreiras capilares têm a porção superior de solo fino (silte, argila entre outros) sobre material de comportamento hidráulico similar a solo granular (areia, pedregulho, geotêxtil não tecido entre outros). As barreiras anisotrópicas assemelham-se as

barreiras capilares, todavia com acréscimo de uma camada drenante entre a camada de cobertura vegetal e o solo fino (ZORNBERG; MCCARTNEY, 2007), Figura .

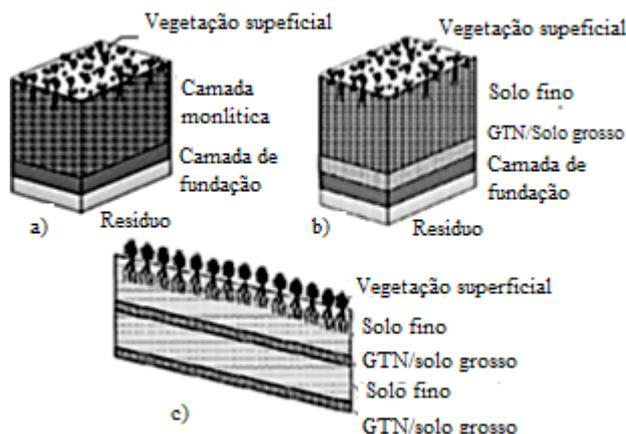


Figura 1 – a) Cobertura monolítica. b) Barreira capilar. c) Barreira anisotrópica.

Adaptado (Zornberg; McCartney, 2007).

Kish (1959 *apud* De Lima *et al.*, 2017) foi o precursor na observação do fenômeno de barreira capilar e uso desta barreira para controle de fluxo de água.

Heibaum (2010) dividiu as barreiras capilares em duas porções, camada capilar (*capillary layer*) e bloco capilar (*capillary block*), a primeira composta por material fino que retém a água e a segunda camada composta por material granular que obstrui a passagem de água. A diferença do tamanho dos poros das camadas é o que proporciona a retenção de água ou o retardo da percolação na sua interface (O'KANE; BARBOUR, 2003; OLIVEIRA; MARINHO, 2007; AMORIM, 2008; PICKLES; ZORNBERG, 2012; ZORNBERG *et al.*, 2016). A retenção hídrica é influenciada pelo tamanho das partículas ou fibras; o índice de vazios; o grau de saturação; a composição das partículas ou fibras; o arranjo estrutural; viscosidade; densidade e concentração do fluido percolante entre outros.

A descrição hidrodinâmica da água em um solo se dá pela CCRA, que relaciona energia de retenção da água e o teor de umidade, Barreto *et al.* (2012). No GTN sua CCRA relata a capacidade de armazenamento ou variação de volume de água em seus poros influenciados por variação de pressão capilar, De Lima *et al.* (2014). Conforme a norma ASTM D 6836 – 02 (2008), curvas de retenção são utilizadas para caracterização hidrológica, da resistência ao cisalhamento e compressibilidade em solos não saturados, tal como complementam estudos hidrodinâmicos e auxiliam a estimativa de condutividade hidráulica não saturada para condutividade hidráulica

saturada conhecida. Gitirana Jr. *et al.* (2015) cita ensaios de colunas monitoradas como uma forma de obtenção da CCRA em solo.

O ensaio de coluna suspensa é adequado para valores baixos de sucção entre 0 e 70 kPa e na determinação de CCRA de materiais de drenagem quase imediata. Pesquisadores adaptaram o ensaio de coluna suspensa para GTNs (STORMONT *et al.*, 1997; MCCARTNEY *et al.*, 2008; DE LIMA, 2014; ZORNBERG *et al.*, 2016).

### 3. MATERIAL E METODOLOGIA

Foram confeccionadas, em laboratório duas barreiras capilares compostas por solo residual e geotêxteis não tecidos, em primeiro uso, de diferentes composições, gramaturas e assentados sobre pedregulho fino. As avaliações das barreiras capilares deram-se pela aquisição de dados de umidade, sucção e temperatura a partir da instrumentação das barreiras em indução de trajetórias de secagem e umedecimento. Os geotêxteis foram escolhidos para assegurar um bom desempenho da barreira capilar.

As curvas características dos GTNs foram determinadas pelo ensaio de coluna suspensa conforme realizado desde 1997 por Stormont *et al.*, e foram ajustadas conforme o modelo proposto por Fredlund e Xing (1994).

As barreiras capilares tiveram como camada capilar o solo residual deformado do Complexo Belo Horizonte, representado por ortognaisses, amostrados em Sabará, região metropolitana de Belo Horizonte.

O solo foi devidamente caracterizado no Laboratório de Geotecnia (LabGeo) da Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG – de acordo com as metodologias propostas pelas normas vigentes. Na Tabela estão representados os resultados dos ensaios de caracterização da amostra deformada de solo.

A análise granulométrica, do solo residual de Sabará, foi realizada por peneiramento e sedimentação (com uso de defloculante) e é expressa na

Figura . O solo segundo o Sistema Unificado de Classificação do Solo – SUCS – trata-se de uma areia siltosa (SM).

Tabela 1 – Caracterização do solo residual.

Teor de umidade gravimétrico natural (%)	12,7
Teor de umidade gravimétrico higroscópico (%)	1,0 – 2,0
Massa específica dos grãos (g/cm <sup>3</sup> )	2,59
Limite de liquidez (%)	31,8
Limite de plasticidade (%)	22,0
Índice de plasticidade (%)	9,8
M. específica aparente seca máxima (g/cm <sup>3</sup> ) (Proctor normal)	1,8
Umidade ótima (%) (Proctor normal)	15
Permeabilidade (cm/s) (saturada)	$4.4 \times 10^{-7}$

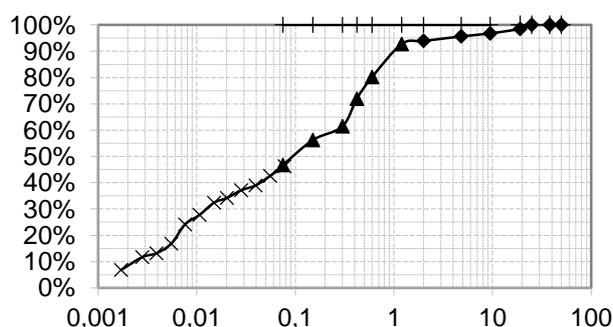


Figura 2 – Esboço da curva granulométrica com uso de defloculante (% passante x diâmetro dos grãos “mm”).

Como camada drenante e de suporte da barreira capilar foi utilizado o “pedrisco” composto por 97% de material que é retido na peneira de 2,0 mm e 100% passante na peneira 4,8 mm, sendo um pedregulho fino. Para proteção de impacto da água e desenvolvimento de fluxos preferenciais, assentou-se sobre a camada capilar uma camada de brita zero.

Uma barreira capilar foi associada ao GTN preto de poliéster (GTB) com gramatura de 137 g/m<sup>2</sup> C. V. 10,8 % e espessura 1,27 mm C. V. 11,4 %. A outra com GTN branco de polipropileno (GTA) com gramatura de 259 g/m<sup>2</sup> C. V. 4,70 % e espessura 2,07 mm C. V. 4,3 %. A mostra propriedade hidráulica do GTA e GTB, ensaiadas conforme normas vigentes.

Tabela 2 – Propriedade hidráulica do GTA e do GTB.

Propriedade hidráulica	GTA	GTB
T. Abertura Apar. (mm) ASTM 4751	0.23	0.23
Permeabilidade normal (cm/s) ASTM 4491 / ABNT NBR 15223	0.23	0.44
Permissividade* (s <sup>-1</sup> ) ASTM 4491 / ABNT NBR 15223	1.11	3.46

Os ensaios de colunas de umedecimento e secagem monitoradas simularam em laboratório as barreiras capilares que ocorrem na natureza, para tal, uma coluna de PVC cilíndrica de 12 mm de espessura, 250 mm de diâmetro interno e 415 mm de altura, monitorada com sensores de umidade, temperatura e sucção, foi montada. 7,650 kg de pedrisco foram o suficiente para a camada de drenagem e suporte, a camada capilar precisou de 19,000 kg de solo residual homogeneizado com a adição de água suficiente para aproximar da condição ótima. Da base para o topo assentou-se; o pedrisco, o geotêxtil e o solo de Sabará compactado com energia Proctor normal em seis camadas e brita zero. Um reservatório de água sobre a coluna propiciou o gotejamento de água no ensaio, Figura . O monitoramento do ensaio inicia-se com a trajetória de umedecimento seguido da trajetória de secagem, que foi acelerada pela incidência de calor proporcionado por duas lâmpadas halógenas, a todo o momento o peso da coluna foi monitorado.

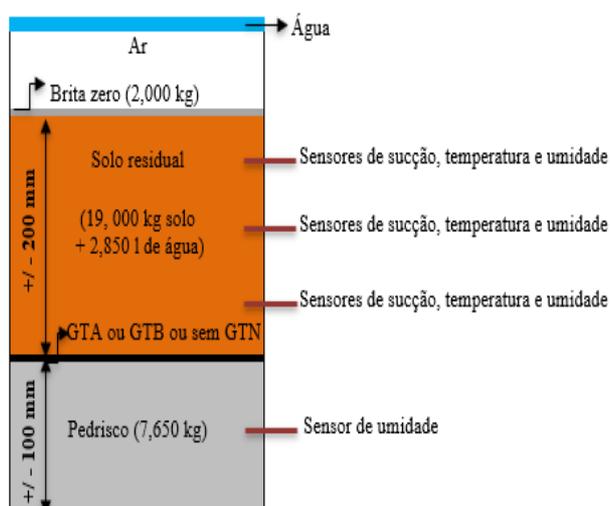


Figura 3 – Composição da barreira capilar.

A disposição dos orifícios para inserção dos sensores para monitoramento da coluna de umedecimento e secagem é representado na Figura . O ensaio de umedecimento da barreira capilar montado é mostrado na Figura .

As barreiras capilares associadas aos GTNs foram montadas e após 24 horas instrumentadas e hidratada com 1,200 litros de água em gotas.

A etapa de secagem da barreira associada ao GTA em seus primeiros 30 minutos iniciou em condições climáticas locais e depois foi acelerada com utilização de uma lâmpada halógena e após 186,67 horas recebeu a contribuição calorífica de mais uma lâmpada halógena. A etapa de secagem da barreira associada ao GTB foi acelerada por duas lâmpadas halógenas, logo que se observou o término da infiltração. Esse ensaio foi repetido com a camada capilar desidratada.

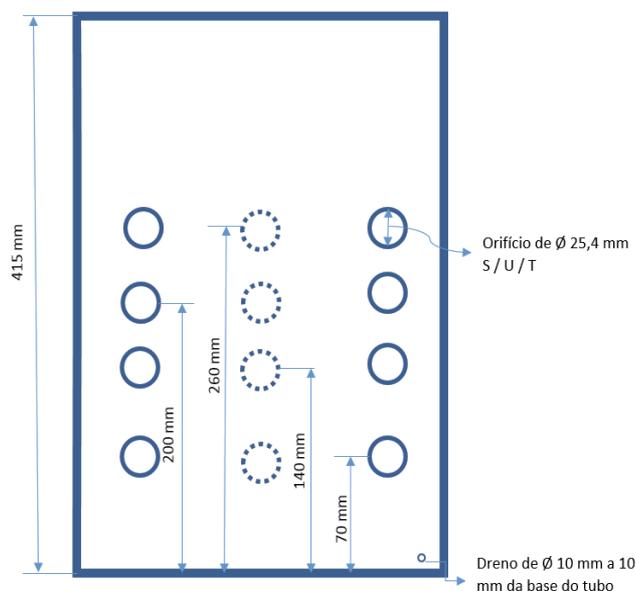


Figura 4 – Croqui da vista frontal da coluna de umedecimento / secagem indicando os locais de inserção dos sensores e o orifício drenante.

As curvas características para os GTNs foram obtidas pelo ensaio de coluna suspensa adaptado para o geotêxtil não tecido, contemplando as trajetórias de secagem e de umedecimento. O aparato foi montado em um painel Wille Geotheknik, reservatório móvel, funil de Büchner Prolab de 125 ml, placa porosa, escala feita em papel milimetrado e água destilada, ultrafiltrada e esterilizada. A continuidade hidráulica entre o GTN e a pedra porosa foi garantida pela aplicação de uma carga constante sobre o conjunto, esta responsável por uma pressão aproximada de 0,92 kPa sobre o GTB

e 0,91 kPa sobre o GTA. O reservatório e o funil foram tampados com papel filme permitindo pequena comunicação com o meio externo, Figura .



Figura 5 – Coluna de umedecimento / secagem monitorada, reservatório de água e balança.



Figura 6 – Ensaio de coluna suspensa montado no LabGeo UFMG e em detalhe o funil de Büchner.

## 4. RESULTADOS

A barreira capilar associada ao GTA teve as primeiras aferições do teor de umidade depois de aproximados 30 min da instalação dos sensores de umidade. O acréscimo de água começou a ser notório 1,16 horas do início da infiltração para o topo da camada capilar, o que ocorreu em 2,00 e 3,66 horas para o meio e base. Maior teor de umidade volumétrico (0,34) no topo foram entre 16,80

a 20,50 horas do início do ensaio, (0,32) entre 30,50 horas e 36,00 horas para o meio da camada capilar e (0,31) no intervalo de 22,50 a 26,30 horas para a base. Ao longo do quarto e oitavo dia de ensaio os teores de umidade pela barreira seguiram uma mesma tendência, alterada, após esse intervalo, apenas no topo da camada capilar com a incidência de calor de mais uma lâmpada halógena.

A barreira associada ao GTB também teve as primeiras aferições do teor de umidade após aproximados 30 min da instalação dos sensores de umidade. Apenas após 0,66 horas de ensaio, a variação do teor de umidade volumétrico no topo já era notável e seu maior registro (0,33) que ocorreu entre o intervalo 47,33 e 50,00 horas de ensaio, seguido de um decréscimo na umidade de cerca de 7,5% e esta se manteve praticamente constante com pequena redução do teor de umidade até 93,67 horas de ensaio quando o teor de umidade voltou a subir. Em 101,33 horas, foi perceptível a trajetória de secagem. A porção média da barreira iniciou já bastante úmida, com valores capturados próximo aos valores máximos correspondentes ao intervalo de 15,17 a 17,83 horas, seguido por uma trajetória de secagem que foi acelerada pelo par de lâmpadas halógenas ativadas a 94,50 horas do ensaio. Elevação do teor de umidade na base teve registro às 3,33 horas do início do ensaio. No sexto dia em diante, o topo e o meio da barreira tem uma tendência similar de variação do teor de umidade. Essa barreira foi desidratada além da condição inicial e novo ensaio foi iniciado, quando se adicionou, em gotas, 2 l de água ao sistema, sendo que lâmpadas halógenas foram acionadas após 172,00 horas de ensaio. O sensor do topo aferiu o acréscimo do teor de umidade em 0,66 horas de ensaio com aumento expressivo até 19,67 horas quando o crescimento foi mais brando. O maior teor de umidade volumétrico atingido foi entre 104,50 e 173,33 horas de ensaio, registrando 29,2 % contra os 33,2% do primeiro umedecimento. O início da trajetória de secagem foi observado em 183,33 horas sendo que as lâmpadas halógenas foram acionadas após 171,83 horas do início do ensaio. Um terceiro umedecimento com mais 2 l de água foi efetuado. As curvas apresentaram comportamento similares com valores decrescente do teor de umidade do topo para a base da barreira em um mesmo momento e, ao iniciar a trajetória de secagem as variações de teor de umidade se tornaram mais abruptas com a profundidade da camada capilar. Decorrido sete dias do terceiro umedecimento, o sensor basal não forneceu mais respostas,

Figura e

Figura .

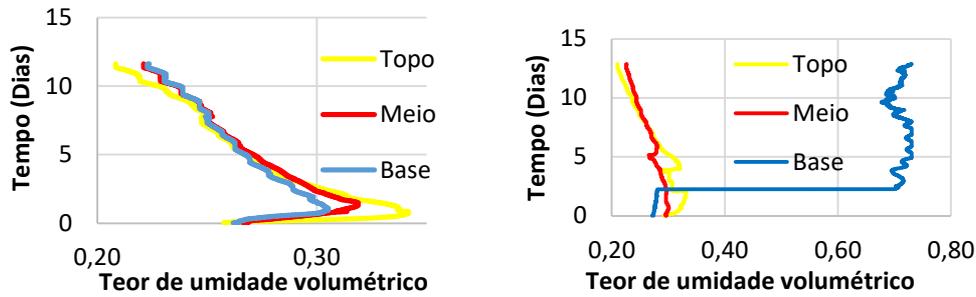


Figura 7 – Teor de umidade volumétrica da barreira associada ao GTA (superior) e o GTB (inferior).

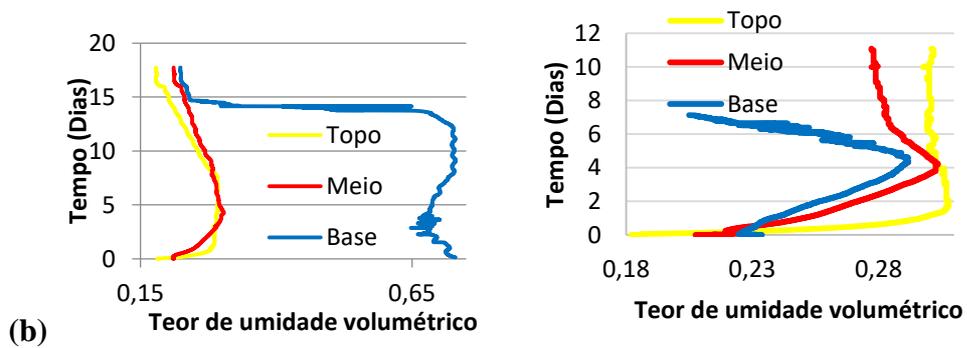


Figura 8– Teor de umidade volumétrica da barreira associada ao GTB (superior) e terceira umedecimento (inferior).

O sensor de umidade inserido no pedrisco não proporcionou interação satisfatória, sendo os seus dados descartados.

Os sensores de sucção só aferiram medidas de sucção entre 10 a 239 kPa, o que permitiu uma avaliação qualitativa da retenção de água na barreira capilar. A barreira capilar composta com GTA teve, em seu topo e base semelhante retenção de água, com histerese mais pronunciada no topo. Em 71 kPa para o topo e 49 kPa para a base ocorreu uma inversão na histerese, fato não observado na porção media da barreira que apresentou padrão único de histerese, Figura .

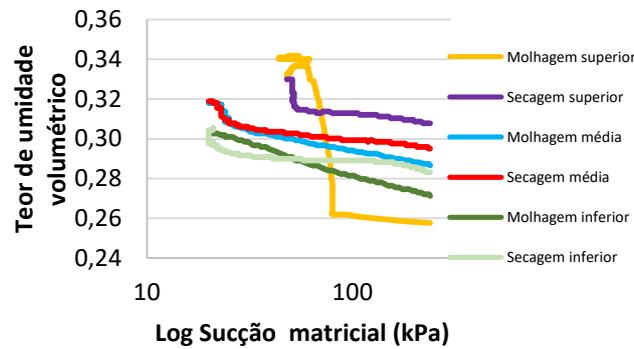
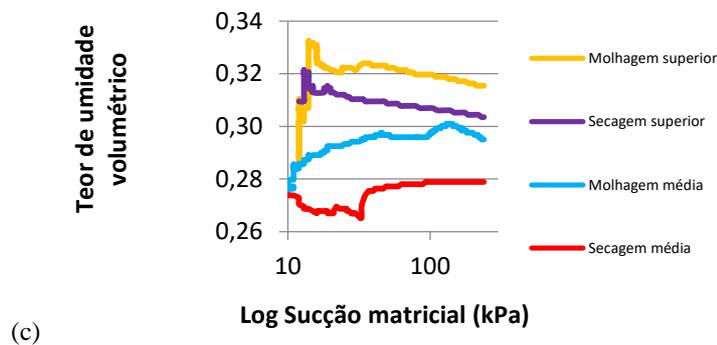


Figura 9 – Retenção de água na barreira capilar associada ao GTA.

A avaliação da retenção de água ao longo da barreira associada ao GTB, descartou os valores registrados do teor de umidade na porção basal que estavam discrepantes. A porção superior e média apresentaram histerese. A histerese do topo pode ser dividida em duas partes, valores iguais e inferiores a 14 kPa onde a histerese inverte, fato não observado na porção média,

Figura .



(c)

Figura 10 – Retenção de água na barreira capilar associada ao GTB, considerando apenas o monitoramento do topo e do meio da camada capilar.

No segundo ensaio de barreira associado ao GTB (desidratado), a porção superior e média apresentaram histerese. A porção média apresenta inversão na histerese, entre 103 e 108 kPa, fato não observado na porção média, Figura . No terceiro umedecimento a retenção água na porção superior atingiu menores valores de sucção, seguida da porção média, até desidratarem em valores de sucção baixa, Figura .

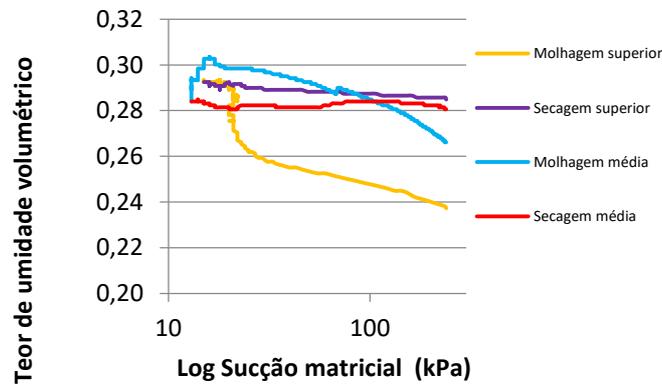


Figura 11 – Retenção de água na barreira capilar associada ao GTB desidratado, segundo ensaio, apenas monitoramento do topo e do meio da camada capilar.

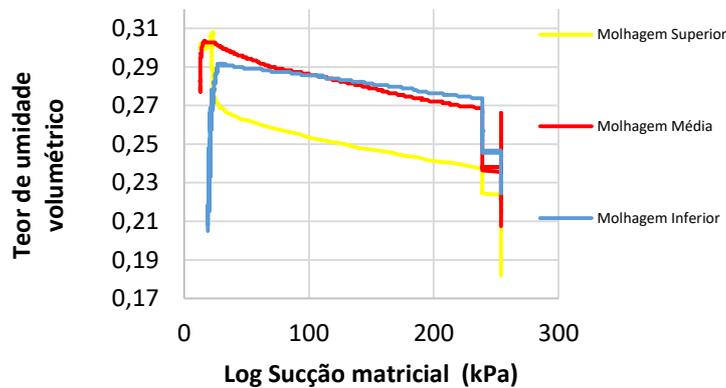


Figura 12 – Retenção de água na barreira capilar associada ao GTB, terceiro umedecimento.

Através de termopares, as porções inferiores, média e superiores da barreira capilar também foram monitoradas. Variações de temperatura foram atribuídas à amplitude térmica diária e ao calor gerado e incidido por lâmpadas halógenas.

Em ensaios de coluna suspensa curvas característica dos GTNs foram traçadas e apresentaram similaridades. O ensaio foi realizado em temperaturas variando de 22 a 25 °C, para o GTB e de 24 a 26 °C para o GTA. Ao término dos ensaios as amostras foram submetidas a temperaturas de 105 °C por 48 horas sendo pesadas em seguida com resolução de 0,01g, os pesos aferidos se igualaram aos pesos iniciais antes do início do ensaio da coluna suspensa. A sucção de entrada de ar, graficamente determinada, corresponde 0,9 kPa para o GTA e 0,8 kPa para o GTB. A condição residual difere para cada GTN, sendo valores maior ou igual a 2,0 kPa para GTA e maior ou igual a 2,5 kPa para o GTB. Na trajetória de umedecimento, a sucção de entrada de água ( $\psi_{ag}$ ) ocorreram em 0,05 kPa para GTA e 0,1 kPa para o GTB. Quando a sucção é nula, a amostra atinge valores de teor de umidade

volumétrico próximo aos de saturação. As CCRAS dos GTNs ajustadas e seus parâmetros de ajuste estão representados na, sendo que as CCRAs ajustadas são mostradas na Figura e Figura .

Tabela 3 – Parâmetros de ajuste das CCRAs dos GTN.

	GTA	GTB
$a$ (secagem)	1,1	$\cong 1,0$
$m$ (secagem)	1,344	$\cong 0,922$
$n$ (secagem)	12,532	$\cong 15,007$
$a$ (umedecimento)	0,02	0
$m$ (umedecimento)	0,828	0,00
$n$ (umedecimento)	13,211	Indeterminado

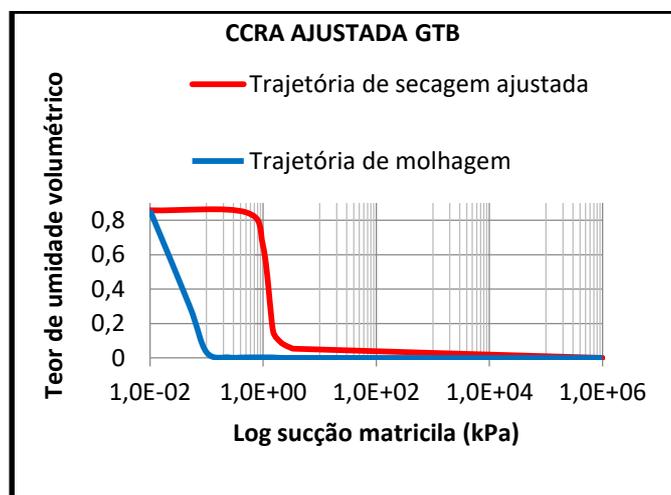


Figura 13 – CCRA do GTB.

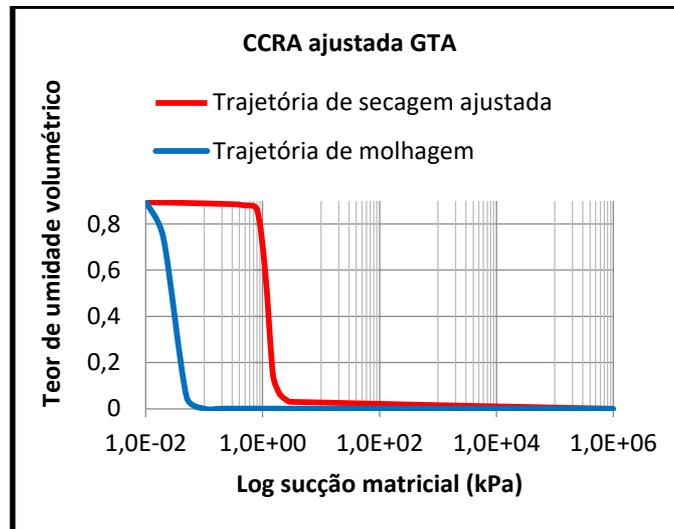


Figura 14 – CCRA do GTA.

## 5. DISCUSSÃO

Algumas observações são pertinentes m busca de entendimento mais amplo do comportamento hidráulico de coberturas do tipo barreira capilar associada ao GTN:

- Em todos os ensaios de umedecimento a condição de saturação e conseqüente rompimento da barreira capilar foram contemplados, o que pode ser verificado quer pela presença de água no pedrisco da coluna quer pela formulação (Equação 1). Quantidade necessária de água ( $\Delta h_w$ ) à saturação completa de uma coluna de água com teor de umidade volumétrica inicial ( $\theta_0$ ),

$$\Delta h_w = (n - \theta_0) h_t \quad \text{Equação (1)}$$

$n$ , é a porosidade.

- O ensaio de coluna suspensa mostra-se adequado para estudos de comportamento de materiais e fronteiras hidráulicas limítrofes entre a saturação e não saturação. A CCRA é semelhante para os dois GTNs ensaiados.
- Barreira capilar com início do umedecimento em teor de umidade superior a umidade ótima é de difícil avaliação comportamental (Zornberg *et al.*, 2016). O primeiro ensaio que utilizou o GTB possuiu essa característica, e por isso, foi repetido, só que em condições iniciais menos hidratadas. Um terceiro ciclo de umedecimento foi efetuado para confirmar a repetitividade qualitativa do ensaio.

- A trajetória de secagem é mais comum pela sua facilidade de execução (Sousa, 2006), porém, a avaliação das trajetórias de umedecimento é importante, pois nessas trajetórias podem ser identificadas condições críticas de obras civis auxiliando, por exemplo, a previsão do rompimento hidráulico da barreira capilar onde a entrada de água do GTNs governará essa quebra capilar.
- A condição residual não foi visualizada nas CCRA dos GTNs, sendo que ambos retornaram a condição de saturação em sucção zero, na trajetória de umedecimento, fato associado à configuração geométrica das fibras e elevada porosidade do material e sua hidrofobia.
- Mudanças em pequenas percentagens do padrão de dados de sucção e umidade, na barreira capilar, podem estar relacionadas à interação do aparelho com o meio e a efeitos termoelétricos com o de *Peltier-Seebeck* ou geométricos, como o efeito *Inkbottle*.
- O conhecimento climático e o nível inicial de hidratação são importantes na concepção de projetos de coberturas ETs do tipo barreira capilar, pois materiais com teores de umidade gravimétricos diferentes, em início de hidratação, podem apresentar comportamento histórico completamente oposto retendo e liberando água de formas distintas e podendo até ocorrer inversão na histerese.
- Os sensores de sucção utilizados não se mostraram aptos para baixas e altas sucções, inferiores a 10 kPa e superiores a 280 kPa.

## 6. CONCLUSÃO

Os ensaios realizados no laboratório permitiram simular e avaliar situações reais e algumas condicionantes de projetos que contemplam barreiras capilares, as barreiras retiveram água de forma parecida, independente do GTN associado. As CCRA's dos GTNs determinadas em laboratório mostraram-se útil, e com valores de entrada de ar próximos a valores já determinados por outros pesquisadores. A compreensão do comportamento hidráulico dos GTNs e sua associação com as barreiras capilares podem auxiliar a estudos futuros e desenvolvimento de novas tecnologias.

## REFERÊNCIA

Amorim, N.R. (2008). Avaliação do desempenho de sistemas de cobertura na mina Rio Paracatu mineração (RPM). 2008. 143 p. Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa.

BARRETO, H. B. F.; BARRETO, H.B.F. 2012 Barreto, H. B. F. et al. (2012). Empirical Models for Estimating Water Retention Curves in Soil in Janaúba-MG, Brazil. *Idesia*, v. 30, p. 71-76, 2012.

De Lima, M.J. et al. (2014). Determinação de Curva de Retenção de Água de Geotêxtil não Tecido Utilizando ensaio de coluna suspensa. In: XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Goiânia. XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.

De Lima, M. J. (2014). Utilização de geotêxtil não tecido como elemento constituinte de barreiras capilares. Tese de Doutorado, Publicação GTD - 095/14, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 128 p.

De Lima, M.J. et al. (2015). Barreiras Capilares em Coberturas Evapotranspirativas. In: José Camapum de Carvalho; Gilson de Farias Neves Gitirana Junior; Sandro Lemos Machado; Márcia Maria dos Anjos Mascarenha; Francisco Chagas da Silva Filho. (Org.). Solos não saturados no contexto geotécnico. 1ed. São Paulo: 2015, v. 1, p. 763.

De Lima, M. J.; Azevedo, M. M.; Zornberg, J. G.; Palmeira; E. M. (2017). Capillary barriers incorporating non-woven geotextiles. *Environmental Geotechnics – ICE – Institution of Civil Engineers*, 8p. Paper 16.00038. Recebido 19/11/2016; Aceito em 14/11/2017. <https://doi.org/10.1680/jenge.16.00038>.

Fredlund, D.G.; Xing, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve, *Canadian Geotechnical Journal*, 31(3): 521-532.

Gitirana Jr, G. F.; Marinho, f. A. M.; Soto, M. A.A. (2015). A curva de retenção de água de materiais porosos. In: Camapum, C. J.; Gitirana Jr, G. (ORG.); Machado, S. L. (ORG.); Mascarenha, M. M. A. (ORG.); Silva Filho, F. C. (ORG.). Solos não saturados no contexto geotécnico. 1 ed. São Paulo: ABMS, v. 1. 804p.

Heibaum, M. (2010). Geosynthetics in agricultural and aquacultural applications. In: 9th International conference on geosynthetics, Brasil, pp. 259-271.

Kisch, M. (1959). The theory of seepage from clay-blanketed reservoirs. *Géotechnique* 9(1): 9–21, <https://doi.org/10.1680/geot.1959.9.1.9>. in: DE LIMA, M. J.; AZEVEDO, M. M.; ZORNBERG, J. G.;

PALMEIRA; E. M.; Capillary barriers incorporating non-woven geotextiles. *Environmental Geotechnics – ICE – Institution of Civil Engineers*, 8p. Paper 16.00038. Recebido 19/11/2016; Aceito em 14/11/2017. <https://doi.org/10.1680/jenge.16.00038>.

Mccartney, J.S.; Villar, L.F.S.; Zornberg, J.G. (2008). Nonwoven geotextiles as hydraulic barriers to capillary rise. *Proceedings of geoamericas: The 1st pan american geosynthetics conference and exhibition*. Cancún, Mexico. Mar. 2-5. IFAI. pp. 252-261.

O'kane, M.; Barbour, S.L. (2003). Predicting field performance of lysimeters used to evaluate cover systems for mine waste. 6th ICARD, Cairns, QLD, p. 327 - 329, julho.

Oliveira, O. M.; Marinho, F. A. M. (2007). Estudo de barreiras capilares por meio de simulação de chuva em coluna de solo. VI Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados – SSA – BA.

Pickles, C. B. e Zornberg, J. G. (2012). Hydraulic Classification of Unsaturated Nonwoven Geotextiles for Use in Capillary Barriers. *Second Pan American Geosynthetics Conference & Exhibition (GeoAmericas 2012)*. Lima, Perú – May. 13 p.

SOUSA, P. S. (2006). Comportamento mecânico e hidráulico de um solo residual do granulito-gnaise de Salvador e sua aplicação no estudo de mecanismos de instabilização de taludes. *Dissertação (mestrado) – universidade Federal da Bahia, Escola Politécnica*.

Stormont, J.; Henry, K.; Evans, T. (1997). Water retention functions of four nonwoven polypropylene geotextiles. *G.I. 4 (6)*: 661-672.

Zhang, W; Sun, C; Qiu, Q. (2016). Characterizing of a capillary barrier evapotranspirative cover under high precipitation conditions. *Environ Earth Sci* 75: 513. doi:10.1007/s12665-015-5214.

Zornberg, J. G.; Azevedo, M.M.; Pickles C. B. (2016). Evaluation of the development of capillary barriers at the interface between fine-grained soils and nonwoven geotextiles. In: *Geosynthetics, forging a path to bona fide engineering materials: in honor of Robert M. Koerner*. GSP 275. HSUAN Y. G.; BHATIA S. K.; SOONG T. Y. by the American Society of Civil Engineers (ASCE). p341.

Zornberg, J. G.; Bouazza, A.; Mccartney, J. S. (2010). Geosynthetic capillary barriers: current state of knowledge. *Geosynth Int* 17(5):273–300.

Zornberg, J. G.; Mccartney, J. S. (2007). Chapter 34: Evapotranspirative cover systems for waste containment. *The handbook of groundwater engineering*, 2nd edition. Jacques W. Delleur, Editor, CRC Press, Taylor & Francis Group, Boca Raton, FL.

# Capítulo 23

## DURABILIDADE DE GEOTÊXTEIS POR INTEMPERISMO ACELERADO: INFLUÊNCIA DOS FATORES DE DEGRADAÇÃO

*Mag Geiselly Alves Guimarães (CEFET-MG)*

*Thais Ribeiro Melki (CEFET-MG)*

*Rodrigo Lucas da Silva Souza (CEFET-MG)*

*Denise de Carvalho Urashima (CEFET-MG)*

**Resumo:** Geossintéticos são materiais poliméricos em que ao menos um de seus componentes é constituído de polímero sintético ou natural. Tais materiais têm sido empregados nas últimas décadas em distintas aplicações de engenharia, o qual tem demandado o estudo da durabilidade quando em contato com fatores do meio que possam culminar em sua degradação prematura. O artigo apresenta uma análise do comportamento de durabilidade por intemperismo acelerado em laboratório a partir da exposição de geotêxteis tecidos de polipropileno a diferentes ciclos climáticos, de modo a ponderar a atuação dos elementos climáticos nos distintos mecanismos de degradação. Os resultados apontaram em perdas de resistência mecânica principalmente nas condições de ensaio com condensação. O presente trabalho almejou agregar informações aos estudos de durabilidade por ação de fatores de intemperismo acelerado, considerando a real existência de distintas condições climáticas em aplicações de campo de geotêxteis.

**Palavras-chave:** Geotêxtil, durabilidade, degradação acelerada, intemperismo.

## 1. INTRODUÇÃO

A durabilidade dos geossintéticos face aos agentes de degradação é um importante aspecto a ser considerado para a análise de sua vida de serviço e adequação ao projeto. Devido à crescente utilização destes materiais em situações de maior agressividade em obras geotécnicas e de proteção ambiental, torna-se relevante a avaliação da sua durabilidade quando expostos a meios degradantes (LOPES e LOPES, 2010).

A aplicação dos geossintéticos em distintas obras de engenharia melhoram a estabilidade e a integridade em longo prazo de uma estrutura de solo, possuindo vantagens técnicas, ecológicas e econômicas por necessitar de menor manipulação e transporte de recursos naturais. Com mais de 50 anos de utilização bem-sucedida, os geossintéticos estão bem estabelecidos em muitas aplicações na Engenharia Civil. Atualmente, existe uma grande variedade de materiais e produtos no mercado, e o número de diferentes usos para eles cresce continuamente (GREENWOOD, SCHROEDER e VOSKAMP, 2012).

Durante o seu tempo de serviço, os geossintéticos podem estar sujeitos à ação de vários agentes de degradação físicos, químicos e biológicos. É um consenso na literatura que a exposição de materiais poliméricos a radiação solar, principalmente a parcela referente ao ultravioleta (UV), é uma das principais causas de degradação destes materiais, sendo esta situação agravada pela temperatura devido a radiação solar, presença de umidade, choque térmico ocasionado por chuvas, e demais elementos climáticos específicos do local de exposição, dando origem a cisões da cadeia polimérica (KOERNER, HSUAN e KOERNER, 1998; SHUKLA e YIN, 2006).

A energia da radiação ultravioleta induz a rupturas de ligações químicas em materiais poliméricos, com ocorrência de reações oxidativas autocatalíticas denominadas de fotodegradação (ou foto-oxidação), que são caracterizadas por quebras de ligações covalentes, na cadeia principal ou lateral, originando espécies altamente reativas denominadas de radicais livres (DE PAOLI, 2008; SUITS e HSUAN, 2003).

Uma exposição prolongada a esses mecanismos de degradação pode resultar em impactos negativos nas propriedades dos geossintéticos, tendo potencial de reduzir consideravelmente a sua vida de serviço (CARNEIRO, 2009). Cita-se, por exemplo, a aplicação de geotêxteis em obras costeiras, tais como proteção de margens e quebra-mar, a construção de ilhas artificiais sendo estas estruturas de proteção, bem como o seu uso em sistemas fechados para aplicações de desaguamento e confinamento de resíduos e rejeitos produzidos em diversos processos industriais. Nestas

aplicações, os geotêxteis são suscetíveis a degradação por elementos ambientais (principalmente radiação ultravioleta), degradação química e efeitos por danos de instalação, carregamentos cíclicos e fluência à tração a longo prazo (GREENWOOD, SCHROEDER e VOSKAMP, 2012; GUIMARÃES et al., 2017; HSIEN,WANG e CHIU, 2006; LAWSON, 2008; SARSBY, 2007; SHUKLA e YIN, 2006).

Nos últimos anos, a análise da durabilidade dos geossintéticos tem sido reportada pela comunidade científica, projetistas e fabricantes como um importante aspecto a ser ponderado a estes materiais. O maior domínio sobre os fatores que influenciam os processos de degradação, bem como o emprego de ferramentas estatísticas para a ponderação da degradação são aspectos importantes para garantir aplicações de longo prazo com segurança e qualidade.

Além disso, torna-se igualmente necessário conhecer o comportamento dos elementos climáticos do local em que os geossintéticos serão empregados principalmente em situações de exposição prolongadas. No caso do Brasil, foi publicado no ano de 2001, com uma última publicação em 2017, um Atlas Brasileiro de Energia Solar (PEREIRA *et al.*, 2017), que contém um levantamento da distribuição da energia solar no território brasileiro a partir de dados climatológicos coletados durante 10 anos. A partir desta publicação, é possível verificar a presença de macrorregiões que apresentam radiação solar global ( $\text{kWh/m}^2$ ) semelhantes e outras regiões com radiação solar global com níveis inferiores e superiores à média anual. Portanto, o levantamento da radiação solar global incidente no local onde os geossintéticos serão aplicados de forma exposta deve fazer parte do escopo do estudo de durabilidade as intempéries de campo.

Nesta temática, o artigo apresenta uma análise do comportamento de durabilidade por intemperismo acelerado em laboratório a partir da exposição de geotêxteis a diferentes ciclos climáticos, de modo a ponderar a atuação dos elementos climáticos nos distintos mecanismos de degradação.

## 2. MATERIAIS E MÉTODOS

### 2.1 GEOTÊXTEIS UTILIZADOS

Para o desenvolvimento da pesquisa, foi utilizado dois geotêxteis tecidos de laminetes com matriz polimérica de polipropileno, os quais serão reportados como GT1 e GT2. A Tabela 1 sumariza os parâmetros de caracterização física e mecânica destes geotêxteis.

Tabela 1. Caracterização dos geotêxteis ensaiados.

Propriedades	GT1 <sup>(4)</sup>	GT2 <sup>(4)</sup>
Massa por unidade área <sup>(1)</sup>	273 g/m <sup>2</sup> (1,3%)	270 g/m <sup>2</sup> (0,9%)
Espessura nominal <sup>(2)</sup>	0,96 mm (4,8%)	0,86 mm (2,3%)
Resistência à tração nominal <sup>(3)</sup>	58,6 kN/m (2,2%)	57,5 kN/m (2,7%)

Observações: <sup>(1)</sup>NBR ISO 9864 (2013), <sup>(2)</sup>NBR ISO 9863-1 (2013), <sup>(3)</sup>ASTM D5035 (2011), <sup>(4)</sup>Entre parêntesis os respectivos coeficientes de variação.

Ressalta-se que a caracterização mecânica por resistência à tração nominal foi realizada a partir da norma ASTM D 5035 (2011), que preconiza ensaios com corpos-de-prova de geotêxteis com largura de 50 mm, distância entre garras de 75 mm e velocidade de tracionamento de 300 mm/min. A escolha de ensaios de resistência à tração por faixa estreita foi tomada, bem como a opção pela norma ASTM D 5035 (2011), em função das dimensões do suporte de amostras da câmara de intemperismo acelerado, que comportam corpos-de-prova com dimensões máximas de 75 mm x 150 mm.

## 2.2 ENSAIOS DE INTEMPERISMO ACELERADO

Os geotêxteis foram submetidos a ensaios de intemperismo acelerado em laboratório, sendo expostos a ciclos de Radiação UVA, chuva e condensação. Para a simulação desses mecanismos de degradação foi utilizado uma câmara de intemperismo acelerado apresentada na Figura 1.



Figura 1. Câmara de intemperismo acelerado.

A câmara de envelhecimento utilizada possui compartimentos para exposição dos corpos-de-prova, quatro lâmpadas UVA 340nm para simulação da radiação ultravioleta, bicos aspersores para o ciclo de *spray* de água, bem como sistema de aquecimento de água para simulação de condensação



Figura 2. Detalhes da câmara de intemperismo acelerado.

Para a realização dos ensaios, os corpos-de-prova foram cortados com dimensão de 350mm x 70mm e colocados dobrados, dois a dois, em suportes (Figura 3).



Figura 3. Fixação dos corpos-de-prova nos suportes para ensaios de intemperismo acelerado.

Os geotêxteis foram submetidos a dois diferentes condições de envelhecimento, denominados tratamentos, sendo eles adaptações da norma EN 12224 (2000) conforme detalhes indicados na Tabela 2.

Tabela 2. Tratamentos utilizados na degradação dos geotêxteis

Tratamentos	Normas	Número de repetições de ciclos
1º	EN 12224 (2000)	72
2º	EN 12224 (2000) + condensação (ASTM G 154 2016)	72

Conforme é mostrado na Tabela 2, cada ciclo foi repetido 72 vezes, de modo que ao fim dos dois primeiros tratamentos foram obtidos 50 MJ/m<sup>2</sup> para intensidade total de radiação UV, equivalente a um mês de exposição no sul da Europa, conforme exposto na norma ISO TS 13434 (2008). A Tabela 3 detalha as condições de degradação por intemperismo.

Tabela 3. Condições de degradação por intemperismo acelerado.

Tratamento	Radiação UVA / Irradiância	Chuva	Condensação	Tempo do ciclo
1º(1)	5hs (50°C) 0,76 W/m <sup>2</sup>	1h (25°C)	---	6h 00min
2º(2)	5hs (50°C) 0,76 W/m <sup>2</sup>	1h (25°C)	1h (50°C)	7h 00min

Observações: <sup>(1)</sup>Seguiu-se as condições da norma EN 12224 (2000), que especifica irradiância de 0,76 W/m<sup>2</sup> a 50°C e incidência total de 50 MJ/m<sup>2</sup> (Tabela 2), e choque térmico com *spray* de água a 25°C durante 1 hora; <sup>(2)</sup>Incorporação de 1 hora do evento de condensação a 50°C na condição do 1º Tratamento. Na norma ASTM G

154 (2016) apresentam-se propostas de ciclos de intemperismo acelerado contendo o evento da condensação a temperatura de 50°C. Para efeitos desta pesquisa, adotou-se tempo de condensação de 1h.

O valor da irradiância de 0,76 W/m<sup>2</sup> ou 0,076 mW/cm<sup>2</sup> foi controlado com o auxílio de um radiômetro (Figura 4).



Figura 4. Radiômetro utilizado para controle da irradiância

Após a exposição aos fatores de degradação simulados em laboratório, os corpos-de-prova foram submetidos ao ensaio de tração por faixa estreita de acordo com a norma ASTM D 5035 (2011), seguindo os mesmos procedimentos adotados na caracterização mecânica.

## 2.3 ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS RESULTADOS

Os dados obtidos nos ensaios foram submetidos a um tratamento estatístico por intervalos de confiança de 95% pela distribuição t de Student. Esta distribuição estatística foi adotada, uma vez que os materiais em estudo se comportam segundo uma distribuição Normal. Além disso, por não se conhecer o desvio padrão populacional e por se trabalhar com amostragens  $n < 30$  (TRIOLA, 2008).

## 4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Tabela 4 apresenta uma sumarização dos resultados de resistência à tração retida, bem como dos percentuais de perdas de resistência.

Analisando a Tabela 4 foi possível constatar que todas as condições de envelhecimento geraram perdas de resistência nos geotêxteis GT1 e GT2, sendo que as maiores ocorreram com os tratamentos que contemplaram o ciclo de condensação. Para o GT1, obteve-se perda de 3,2% e o GT2 com perda total de 8,2%.

Para uma melhor inferência a respeito dos resultados, a Figura 5 apresenta os resultados tratados em termos de intervalos de confiança, considerando um nível de confiança de 95%.

Tabela 4. Resultados de resistência à tração dos geotêxteis após ciclos de intemperismo acelerado.

Geotêxtil	Tratamento	Resistência à tração retida (kN/m)*	Perda resistência mecânica (%)*
GT1	01	57,5 (3,8%)	1,9
	02	56,7 (2,1%)	3,2
GT2	01	56,5 (4,0%)	1,7
	02	52,8 (4,6%)	8,2

Observação: \*Entre parêntesis os respectivos coeficientes de variação.

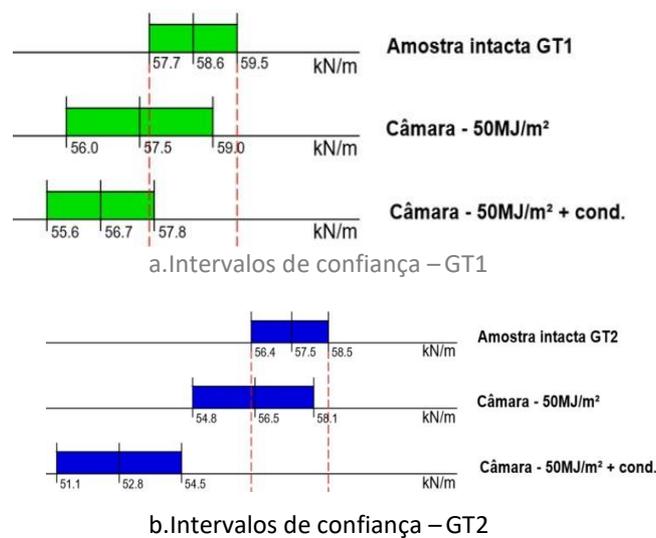


Figura 5. Tratamento estatístico dos resultados por intervalos de confiança.

O geotêxtil GT1 apresenta intervalo de confiança correspondente ao material intacto entre 57,7 < 58,6 < 59,5 kN/m. Para o GT2, obteve-se 56,4 < 57,5 < 58,5 kN/m. Tomando os intervalos supracitados, verificam-se a ocorrência de deslocamentos das faixa de intervalos correspondentes aos ensaios de intemperismo acelerado à esquerda das faixas dos respectivos intervalos intactos. Este comportamento foi mais acentuado para os tratamentos que incluíram o efeito da condensação (1 h à temperatura de 50°C).

Deste modo, afirma-se com nível de confiança de 95% que os geotêxteis GT1 e GT2 sofreram degradação em função da exposição por exposição a intemperismo acelerado, com a atuação da condensação.

## 5. COMENTÁRIOS FINAIS

Com a análise dos dados obtidos, foi possível verificar a perda de resistência dos geotêxteis pela exposição aos agentes de degradação considerados. Tanto para o GT1 quanto GT2, a maior perda de resistência ocorreu no tratamento em que o material foi exposto a condensação, de modo mais evidente para o GT2.

Esta pesquisa preliminar evidenciou a necessidade de se ponderar acerca de cada produto para uma certa condição de exposição, que tende a se aproximar ao máximo das condições de campo os quais estarão submetidos. Além disso, mesmo para ensaios do 1º Tratamento, que considera a condição básica da norma EN 12224 (2000), que corresponde a exposição total de 50MJ/m<sup>2</sup> com intercalações de choques térmicos com spray de água, evidencia-se a importância do correto armazenamento dos geossintéticos na fábrica e em campo preliminarmente a sua utilização, bem como da necessidade de se cobrir tais materiais em aplicações nos quais não forem especificados para uso exposto ao intemperismo.

Assim sendo, ressalta-se a importância de se respeitar os prazos estabelecidos pela norma ISO TS 13434 (2008) para tempos máximos de exposição após a instalação em função do percentual de perda de resistência e da sua aplicação o qual foi especificado, principalmente se a resistência ao longo prazo for a propriedade mais relevante. Contudo, tais prazos máximos também deverão ser considerados a partir do estabelecimento da data de início da instalação em campo, uma vez que em cada época do ano ocorre oscilações das incidências de radiação solar, ou seja, do ultravioleta, bem como da temperatura de exposição, de maiores índices de precipitação e efeitos de condensação e orvalho distintos.

O presente trabalho foi promissor no sentido de agregar informações aos estudos de durabilidade por ação de fatores de intemperismo acelerado, considerando a real existência de distintas condições climáticas em aplicações de campo de geotêxteis.

Por último, reitera-se a importância da continuidade desta pesquisa, com o intuito de melhor compreender o comportamento de tais materiais considerando maiores níveis de radiação UV para análise da influência deste agente no envelhecimento do material, bem como o estudo de outras matrizes poliméricas, visto que cada polímero se comporta de maneira diferente.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (CEFET-MG) e a Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais (FAPEMIG) pelo apoio financeiro. A Huesker pelo apoio e fornecimento do geotêxtil para a realização dos ensaios.

## REFERÊNCIAS

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR ISO 9864 (2013): Geossintéticos – Método de ensaio para determinação da massa por unidade de área de geotêxteis e produtos correlatos. Rio de Janeiro.

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR ISO 9863-1 (2013): Geossintéticos — Determinação da espessura a pressões especificadas. Parte 1: Camada única. Rio de Janeiro.

ASTM: American Society for Testing and Materials. ASTM D 5035 (2011): Standard Test Method for Breaking Force and Elongation of Textile Fabrics (Strip Method). ASTM International. Pennsylvania.

ASTM: American Society for Testing and Materials. ASTM G 154 (2016): Standard Practice for Operating Fluorescent Light Apparatus for UV Exposure of Nonmetallic Materials. ASTM International, Pennsylvania.

Carneiro, J.R.C. (2009). Durabilidade de Materiais Geossintéticos em Estruturas de Carácter Ambiental - A Importância da Incorporação de Aditivos Químicos. Tese de Doutorado, Universidade do Porto, Portugal, 602p.

De Paoli, M.A. (2008). Degradação e Estabilização de Polímeros. Chemkeys: Editado por João Carlos de Andrade. 2ª versão on-line (revisada), 228 p.

European Standard. EN 12224: Geotextiles and geotextile-related products – Determination of the resistance to weathering. European Committee for Standardization. Brussels, 2000.

Greenwood, J.H., Schroeder, H.F. e Voskamp, W. (2012). Durability of Geosynthetics. CUR committee C 187– Building & Infrastructure, 295 pages.

Guimarães, M.G.A., Vidal, D.M., Urashima, D.C., Castro, C.A.C. (2017). Degradation of polypropylene woven geotextile: tensile creep and weathering, Geosynthetics International, Vol. 24, Issue 2, p. 213-223.

Hsieh, C., Wang, J.B.; Chiu, Y. F. (2006) Weathering properties of geotextiles in ocean environments, Geosynthetics International, Vol. 13, p. 210-217.

International Organization for Standardization. ISO TS 13434: Geosynthetics - Guidelines for the assessment of durability, Switzerland, 2008, 52p.

Koerner, G.R., Hsuan, G.; Koerner, R.M. (1998). Photo- Initiated Degradation of Geotextiles, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. December, p. 1159-1166.

Lawson, C.R. (2008). Geotextile containment for hydraulic and environmental engineering, Geosynthetics International, Vol. 15, p. 384-427,2008.

Lopes, M.P. e Lopes, M.L. (2017). A Durabilidade dos Geossintéticos, FEUP Edições, Porto, 294 p.

Pereira et al. (2017). Atlas brasileiro de energia solar. 2º Edição, São José dos Campos: INPE, 88p.

Sarsby, R. W. (Edited by), (2007). Geosynthetics in Civil Engineering, The Textile Institute, Woodhead Publishing Limited, Cambridge, 308 p.

Shukla, S.K., Yin, J.H. (2006). Fundamentals of Geosynthetic Engineering, Taylor & Francis Group, London, 428 p.

Suits, L.D, Hsuan, Y.G. (2003). Assessing the photo- degradation of geosynthetics by outdoor exposure and laboratory weatherometer, Geotextile and Geomembranes, Vol. 21, p. 111-122.

Triola, M.F. (2008). Introdução à Estatística. 10º edição. Rio de Janeiro: LTC.

# CAPÍTULO 24

## AVALIAÇÃO DE PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE DE MISTURAS SOLO-CAL

*Gissele Souza Rocha (Universidade Federal de Viçosa)*

*Gustavo Diniz da Corte (Universidade Federal de Minas Gerais)*

*Heraldo Nunes Pitanga (Universidade Federal de Viçosa)*

*Taciano Oliveira da Silva (Universidade Federal de Viçosa)*

**Resumo:** Aborda-se, no presente artigo, a compressibilidade de misturas solo-cal submetidas a ensaios de adensamento com velocidade controlada de deformação (CRD). Os ensaios de adensamento foram realizados sobre corpos de prova, compactados na energia Proctor Normal, de um solo residual maduro da Zona da Mata Norte de Minas Gerais e de misturas deste solo com cal nos teores de 1, 2, 3 e 4% de aglomerante, curados na temperatura de 22,8 °C e nos períodos de cura de 7, 28, 90 e 180 dias. Com os incrementos do teor de cal e do período de cura, constatou-se experimentalmente que as tensões de pré-adensamento sofreram aumento e que os índices de vazios iniciais e os coeficientes de compressão e de recompressão diminuíram. Para as particularidades da pesquisa, estes resultados indicam que a adição de cal e o aumento no período de cura resultam em aumentos na rigidez e diminuições na compressibilidade do solo, comportamentos geotécnicos que estão relacionados com o desenvolvimento das reações pozolânicas nas misturas solo-cal.

**Palavras chave:** Compressibilidade, Estabilização Química, Solo-cal.

## 1. INTRODUÇÃO

Via de regra, no âmbito da engenharia de solos, utilizam-se misturas solo-cal quando não se dispõe de um material ou de uma combinação de materiais com as características de resistência, compressibilidade e permeabilidade adequadas ao projeto geotécnico em análise. A estabilização de solo com cal é comumente empregada na construção de estradas, sendo geralmente utilizada quando do emprego desse solo em camadas de base ou de sub-base de pavimentos (INGLES & METCALF, 1972; LIMA, 1981; CONSOLI, 2001).

No que se refere particularmente à compressibilidade, há poucos estudos dirigidos às misturas solo-cal, principalmente em pesquisas com solos brasileiros, podendo-se referir, dentre outros, aos trabalhos de Rajasekaran e Rao (2002), o qual trata da compressibilidade de uma argila marinha estabilizada com cal, de De Brito Galvão et al. (2004), relacionado aos parâmetros de compactação de solos estabilizados com cal, de Rao e Shivananda (2005), pertinente à compressibilidade de uma mistura argila-cal, e de Singh et al. (2008), que estudaram a influência da cal nos parâmetros de consolidação de solos da Índia.

Rajasekaran e Rao (2002), ao estudarem a compressibilidade de uma argila marinha estabilizada com cal, relatam uma redução de  $1/2$  para  $1/3$  na compressibilidade do sistema solo-cal dentro de 30 a 45 dias de tratamento, assim como destacam a formação de vários compostos de cimentação devidos às reações solo-cal, com melhoria das características mecânicas do solo com o tempo. Como consequência, os resultados encorajam a aplicação de técnicas de injeção de cal visando à melhoria do comportamento de engenharia de depósitos argilosos marinhos moles, porém os autores alertam que é preciso ser cauteloso na aplicação da técnica solo-cal para a estabilização geotécnica de argilas marinhas que contêm sulfato de sódio em sua composição mineralógica.

Em sua pesquisa, De Brito Galvão et al. (2004) enfatizaram os parâmetros de compactação de solos estabilizados com cal ao investigarem o efeito da cal hidratada sobre a compressibilidade de dois solos residuais brasileiros, a saber, um solo saprolítico e um laterítico. Os resultados obtidos por esses autores mostraram uma melhoria substancial na compressibilidade dos solos com a adição de 4% de cal. Além disso, verificou-se que o tratamento com a cal mostrou-se eficaz quanto à diminuição do potencial de colapso dos dois solos investigados, quando compactados em densidades mais baixas do que a densidade seca máxima.

Rao e Shivananda (2005), ao investigarem a compressibilidade de uma mistura argila-cal, concluem que a estabilização com a cal provoca a formação de ligações de cimentação entre os colóides da argila, o que aumenta sua resistência mecânica e reduz a sua compressibilidade.

Kassin e Clarke (1999) utilizaram o ensaio de adensamento CRD em uma argila caulínica estabilizada com cal para verificar a eventual alteração das suas características de compressibilidade. Os autores utilizaram também o ensaio de adensamento convencional para fins comparativos e para verificar a eficácia do equipamento por eles utilizado. Os resultados mostraram que a adição de cal e o tempo de cura resultaram no aumento da rigidez das amostras, constatando-se, também, a similaridade dos mesmos, ainda que determinados por métodos de ensaios diferentes.

Nesse contexto e considerando a necessidade de ampliação do banco de dados nacionais sobre o tema, este artigo visa caracterizar a compressibilidade de misturas solo-cal submetidas a ensaios de adensamento com velocidade controlada de deformação (CRD), em um solo residual maduro da Zona da Mata Norte de Minas Gerais, através da variação dos parâmetros teor de cal e período de cura.

## 2. MATERIAIS E MÉTODOS

### 2.1 SOLO E ESTABILIZANTE QUÍMICO

O solo utilizado na pesquisa é um residual maduro de gnaise, pedagogicamente classificado como Latossolo Vermelho-Amarelo, apresentando horizonte B latossólico de tonalidade avermelhada, aspecto poroso e granulometria argilo-areno-siltosa. A amostra deste solo foi coletada no horizonte B de um talude de corte localizado no Alto dos Barbados, Campus Viçosa da Universidade Federal de Viçosa (UFV), Minas Gerais, no ponto de coordenadas geográficas de posição 20º 45' 11,1" de latitude Sul e 42º 51' 31,2" de longitude Oeste de Greenwich. As características geotécnicas deste solo são apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1. Caracterização geotécnica do solo investigado

Propriedades	Valores	Referências
Argila (%)	71	ABNT, 2016a
Silte (%)	11	ABNT, 2016a
Areia (%)	18	ABNT, 2016a
LL (%)	82	ABNT, 2016b
LP (%)	44	ABNT, 2016c
IP (%)	38	
$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,74	ABNT, 1984d
w <sub>ot</sub> (%)	31,45	ABNT, 2016d
$\gamma_{d\ max}$ (kN/m <sup>3</sup> )	13,72	ABNT, 2016d

LL: Limite de liquidez; LP: Limite de plasticidade; IP: Índice de plasticidade;  $\rho_s$ : massa específica dos grãos; w<sub>ot</sub>: teor de umidade ótimo;  $\gamma_{d\ max}$ : peso específico aparente seco máximo.

A cal hidratada utilizada apresenta as seguintes características principais: cor branca, textura extremamente fina, inodora, pulverulenta e reatividade, em especial, com a fração argila do solo em presença de água. Trata-se de uma cal do tipo CH-III, fabricada pela Indústria de Calcinação S.A. (ICAL) sob a designação de Super cal e comercializada na cidade de Viçosa, Minas Gerais, Brasil.

## 2.2 ENSAIO DE ADENSAMENTO CRD

O ensaio de adensamento com velocidade controlada de deformação (CRD) foi realizado de acordo com as recomendações da ASTM (2012). No presente estudo, utilizou-se este ensaio em substituição ao ensaio de adensamento tradicional por se tratar de uma técnica mais apurada e que possibilita a sua realização em tempo menor, adequando-se satisfatoriamente à necessidade de se analisar a influência do período de cura na compressibilidade das misturas solo-cal.

A principal incerteza relativa ao ensaio consistiu na definição da velocidade a ser adotada, de particular influência nos resultados obtidos. Nesta pesquisa, a velocidade adotada foi de 0,025 mm/min., que forneceu a relação  $u_b/\sigma_v < 0,30$ , sendo  $u_b$  a poro-pressão na base e  $\sigma_v$  a tensão vertical total aplicada no topo. Wissa et al. (1971) sugerem que o valor da razão  $u_b/\sigma_v$  deve ser inferior a 30%, para garantir a uniformidade da tensão vertical efetiva ao longo do corpo de prova.

Os corpos de prova das misturas solo-cal, com diâmetro de 6,35 cm e área de seção transversal correspondente a 31,67 cm<sup>2</sup>, foram obtidos a partir de amostras compactadas na energia do ensaio Proctor Normal (ABNT, 2016d) e posteriormente moldados no anel de adensamento. Para a sua

confeção, utilizaram-se os teores de 1, 2, 3 e 4% de cal com relação à massa de solo seco, submetidos aos períodos de cura de 7, 28, 90 e 180 dias.

As quantidades de cal utilizadas nas misturas foram calculadas em relação à massa seca do solo e as quantidades de água em relação à soma das massas de solo seco e cal. Para o início da compactação dos corpos de prova, esperou-se o período de uma hora após a homogeneização da mistura solo-cal-água, a fim de promover a ocorrência das reações de troca catiônica entre o solo e a cal.

A duração de cada ensaio de adensamento foi de aproximadamente 27 horas, sendo 24 horas destinadas à saturação do corpo de prova e 3 horas à execução do ensaio. Além destes, foi realizado o ensaio de adensamento na amostra de solo sem adição de cal, que ocorreu com duração aproximada de 4 horas após sua saturação.

Após moldados, os corpos de prova foram medidos com paquímetro de 0,01 mm de resolução e pesados com balança de 0,01 gde exatidão. Foram mensuradas as grandezas massa e altura e determinado o teor de umidade, de forma a se determinar os índices físicos antes da saturação. Procedeu-se com a aplicação de uma contrapressão de 100 kPa na realização dos ensaios, necessária à completa saturação dos corpos de prova.

### 3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os corpos de provas para a realização do ensaio de adensamento CRD foram compactados na energia Proctor Normal, com teor de umidade ótima de 31,45% e peso específico aparente seco máximo de 13,72 kN/m<sup>3</sup>, e posteriormente moldados no anel de adensamento. Na Figura 1, apresentam-se os resultados dos ensaios de adensamento CRD, na forma de curvas de variação do índice de vazios ( $e$ ) com a tensão vertical efetiva ( $\sigma'_v$ ) em escala logarítmica ( $e$  versus  $\log \sigma'_v$ ) para o solo no estado natural (SN) e para as misturas solo-cal, considerando-se, respectivamente, as influências dos teores de cal de 1, 2, 3 e 4% (Figuras 1a à 1d) e dos períodos de cura de 7, 28, 90 e 180 dias (Figuras 1e à 1h).

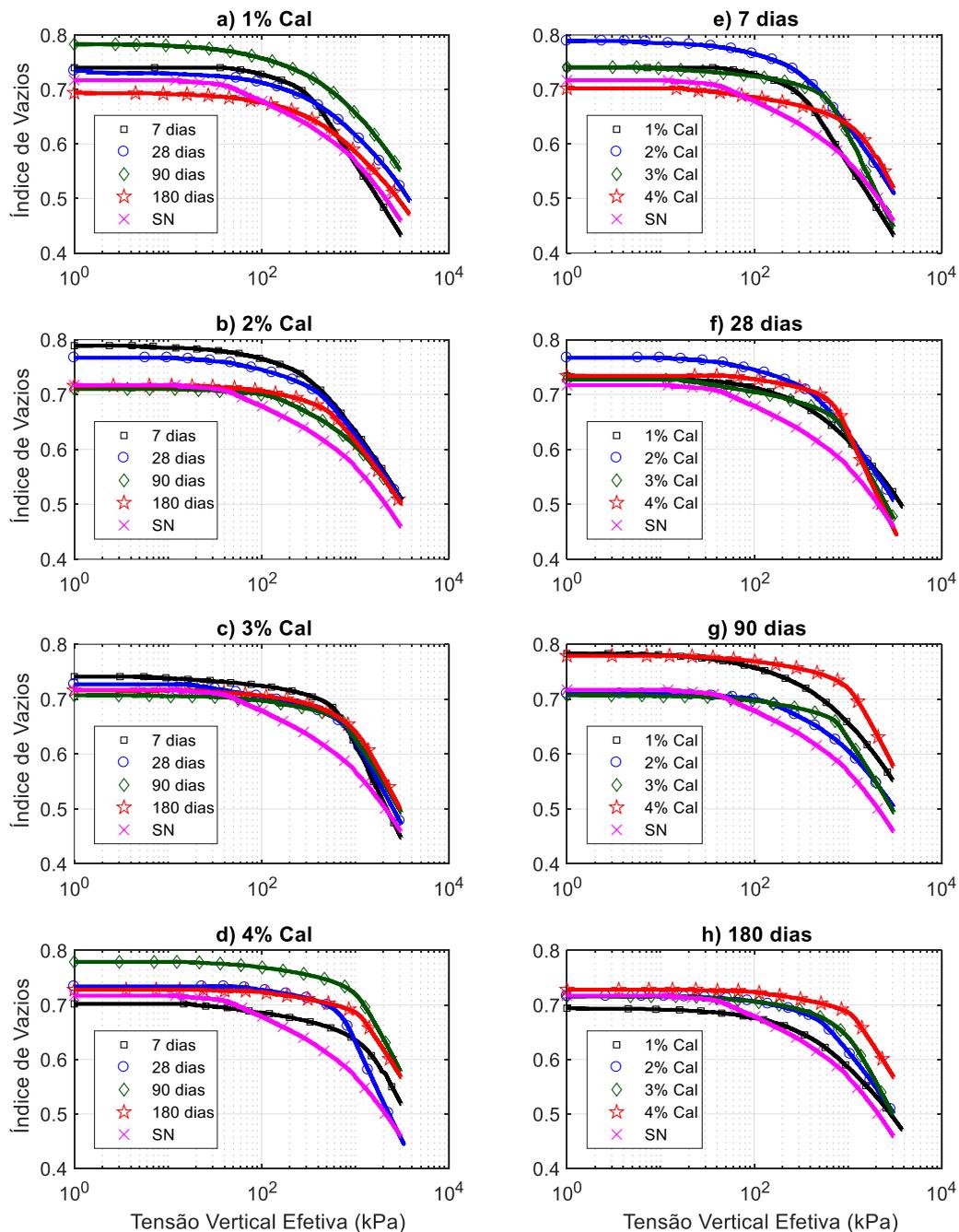


Figura 1. Índice de vazios em função da tensão vertical efetiva do solo e das misturas solo-cal.

Como se pode observar na Figura 1, as curvas de variação do índice de vazios com a tensão vertical efetiva deslocam-se para a direita no eixo das abscissas (eixo das tensões) para aumentos no teor de cal e no período de cura, comportamento este que se acentua com o aumento do nível de tensão vertical efetiva. Isto pode ser constatado, por exemplo, através da análise visual da distância entre as curvas correspondentes ao solo natural e às misturas, para o teor de cal de 4% (Figura 1d) e o período de cura de 180 dias (Figura 1h). Notam-se, também, nestes deslocamentos, quedas na

variação da tensão vertical efetiva para uma mesma taxa de variação do índice de vazios. Tal fato pode ser explicado através do desenvolvimento de reações pozolânicas, responsáveis pelo aumento da rigidez e, conseqüentemente, pela diminuição da compressibilidade das misturas solo-cal, que são diretamente dependentes do teor de cal e do período de cura das misturas.

A mistura solo-cal no teor de 1% de cal apresenta comportamento diferenciado quando comparado ao das demais misturas em relação aos parâmetros obtidos no ensaio de adensamento CRD. Por exemplo, para tensões verticais efetivas elevadas, na Figura 1a, tem-se a curva correspondente ao período de 7 dias de cura evidenciando um comportamento menos rígido do que aquele do solo natural. Por se tratar de um teor de cal relativamente pequeno, podem ocorrer locais preferenciais de acúmulo de cal nas amostras no momento da homogeneização da mistura solo-cal para a confecção dos corpos de prova a serem ensaiados, o que pode refletir na resposta mecânica diferenciada desta mistura. Este comportamento pode ser observado, por exemplo, nas curvas correspondentes ao teor de 1% de cal (Figura 1a), em que a curva correspondente a 180 dias de cura deveria estar mais à direita no eixo das abscissas, com variação de intervalo menor de tensão vertical efetiva.

A Tabela 2 traz os resultados dos parâmetros índice de vazios inicial, coeficiente de compressão, coeficiente de recompressão e tensão de pré-adensamento, respectivamente,  $e_0$ ,  $C_c$ ,  $C_r$  e  $\sigma'_{vm}$ , provenientes das curvas obtidas no ensaio CRD que foram apresentadas na Figura 1. Os valores da tensão de pré-adensamento, em kPa, foram estimados pelo método de Casagrande (1936). Os valores dos índices de compressão e de recompressão foram obtidos através das declividades das curvas e *versus*  $\log \sigma'_v$ , localizados na posição entre  $10^3$  e  $2 \times 10^3$  kPa no eixo das abscissas.

Na Tabela 2, observa-se que as tensões de pré-adensamento aumentam e os índices de vazios iniciais e os coeficientes de compressão e de recompressão diminuem com os aumentos do teor de cal e do período de cura. Estes resultados indicam que a adição de cal e o aumento no período de cura das misturas resultam em aumentos na rigidez e diminuições na compressibilidade, os quais estão relacionados com o desenvolvimento de reações pozolânicas.

Tabela 2. Parâmetros obtidos das curvas de adensamento derivadas dos ensaios CRD.

Teor de cal (%)	Período de cura (dias)	$e_0$	$C_c$	$C_r$	$\sigma'_{vm}$ (kPa)
1	7	0,80	0,274	0,152	251,67
	28	0,80	0,266	0,148	348,21
	90	0,76	0,250	0,142	379,21
	180	0,70	0,232	0,136	392,73
2	7	0,79	0,270	0,151	331,61
	28	0,79	0,264	0,147	360,71
	90	0,72	0,244	0,142	455,82
	180	0,72	0,242	0,140	485,82
3	7	0,78	0,262	0,147	566,99
	28	0,77	0,242	0,137	636,78
	90	0,75	0,223	0,127	672,07
	180	0,71	0,216	0,126	693,55
4	7	0,79	0,203	0,113	596,78
	28	0,78	0,196	0,110	659,58
	90	0,74	0,188	0,108	837,39
	180	0,74	0,163	0,094	859,09
Solo Natural		0,76	0,284	0,161	250,66

Em relação à variação da tensão de pré-adensamento das misturas solo-cal em função do incremento do teor de cal, para a curva correspondente ao período de cura de 180 dias, no teor de 4% de cal, observa-se que ocorreu o aumento mais expressivo na tensão de pré-adensamento, de aproximadamente 243% em relação ao solo natural (SN), embora em valor próximo do que se observou para o período de 90 dias.

Esta constatação pode ser um indicativo de que, entre 90 e 180 dias, houve um decréscimo significativo na taxa de ganho de resistência mecânica devido ao desenvolvimento de reações pozolânicas ou pode representar uma limitação deste método de ensaio para a análise da compressibilidade de materiais cimentados. Adicionalmente, deve ser feita referência ao ganho expressivo no valor da tensão de pré-adensamento entre os teores de cal de 1 e 4%, no período de cura de 7 dias, quando se observou aumento de 137%.

Através dos resultados apresentados na Tabela 2, percebe-se que  $C_c$  e  $C_r$  estão diretamente relacionados entre si. Com a diminuição dos vazios da amostra, devido ao desenvolvimento de

reações pozolânicas ao longo dos períodos de cura e intensificadas pelos crescentes teores de cal, houve aumento na resistência mecânica e redução na compressibilidade das misturas.

## 4. CONCLUSÕES

Considerando-se a resposta sob adensamento do solo e das misturas solo-cal investigados, a análise dos resultados do presente estudo levou às seguintes conclusões:

- devido à adição de cal e aos crescentes períodos de cura nas misturas solo-cal, as tensões de pré-adensamento aumentaram e os índices de vazios iniciais e os coeficientes de compressão e de recompressão diminuíram;
- o ensaio de adensamento CRD proporcionou o conhecimento dos parâmetros de compressibilidade do solo e das misturas solo-cal de maneira mais rápida e eficiente, explicitando que, com os incrementos do teor de cal e do período de cura, as amostras se apresentaram mais rígidas e, portanto, menos compressíveis.

## 5. REFERÊNCIAS

- American Society for Testing and Materials. ASTM D4186. Standard test method for one-dimensional consolidation properties of saturated cohesive Soils Using Controlled Strain Loading. Philadelphia, 2012, 18p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6459: Solo - determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, RJ, 2016b, 6p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6508: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - determinação da massa específica. Rio de Janeiro, RJ, 1984d, 8 p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7180: Solo - determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, RJ, 2016c, 3p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7181: Solo - análise granulométrica. Rio de Janeiro, RJ, 2016a, 13p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7182: Solo - ensaio de compactação. Rio de Janeiro, RJ, 2016d, 10 p.
- Casagrande, A. The determination of preconsolidation load and its practical significance. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Cambridge. Proceedings... Cambridge: Harvard University, Graduate School of Engineering, v.3, p. 60-64, 1936.
- Consoli, N. C.; Prietto, P. D. M.; Carraro, J. A. H.; Heineck, K. S. Behavior of compacted soil-fly ash-carbide lime mixtures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, New York: ASCE, v.127, n.9, p.774-782, 2001.
- De Brito Galvão, T. C.; Elsharief. A.; Simões, G. F. Effects of lime on permeability and compressibility of two tropical residual soils. *J. Environ. Eng.*, 130 (8), p. 881-885, 2004.
- Ingles, O.G., Metcalf, J.B. *Soil stabilization: principles and practice*. Sidney: Butterworths, 374p., 1972.
- Kassin, A. K.; Clarke, B. G. Constant Rate of Strain Consolidation Equipment and Procedure for Stabilized Soils. *Geotechnical Testing Journal*, vol. 22, p. 13-21, 1999.

Lima, D.C. Algumas considerações relativas à estabilização dos solos, em particular à estabilização solo-cal. São Carlos-SP, Escola de Engenharia de São Carlos-USP (Dissertação de Mestrado), 171 p., 1981.

Rajasekaran, G.; Rao, S. N. Compressibility behaviour of lime-treated marine clay. *Ocean Eng.*, 29 (5), p. 545-559, 2002.

Rao, S. M.; Shivananda, P. Compressibility behaviour of lime-stabilized clay. *Geotech. Geolog. Eng.*, 23 (3), p. 309-319, 2005.

Singh, J.; Kumar, A.; Jain, R.; Khullar, N. Effect of lime on properties of soil. *Anais. Proceedings 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG)*. Anjuran Goa, Índia, 2008.

Wissa, A. E. Z.; Christian, J. T.; Davis, E. H.; Heiberg, S. Consolidation at constant rate of strain. *Journal Soil Mechanical and Foundations Division, ASCE*, 97, p. 1393-1413, 1971.

# Capítulo 25

## ESTUDO COMPARATIVO ENTRE FIBRAS NATURAIS E FIBRAS SINTÉTICAS EMPREGADAS COMO REFORÇO DE LATOSSOLOS

*Luís Felipe dos Santos Ribeiro (Instituto Federal de Goiás)*

*André Augusto Nobrega Dantas (Instituto Federal de Goiás)*

*Thiago Augusto Mendes (Instituto Federal de Goiás)*

**Resumo:** O emprego de fibras naturais e sintéticas como reforço estrutural de solos é uma técnica que tem evoluído constantemente ao longo dos últimos anos. Alguns exemplos de aplicabilidade para essa técnica são obras de aterro para pavimentação, reforço de taludes, dentre outras. Uma vez que as fibras proporcionam ganhos de resistência a tração, melhores propriedades físicas como maior Índice de Suporte Califórnia (ISC) devido a característica da fibra de se comportar bem quando sujeita a aplicação de carga e aos deslocamentos provenientes da aplicação. Em determinadas percentagens se tem a redução da umidade ótima e a redução de expansibilidade ao se comparar aos solos naturais. Assim sendo, o presente trabalho apresenta um estudo comparativo entre a utilização de fibras naturais, Sisal e Pena de galinha e fibras sintéticas, Polipropileno, para reforços de latossolos. Desta forma, por meio dos resultados obtidos, concluiu-se que as fibras proporcionam ganhos de até 30% de ISC, para os naturais, e 15% para as sintéticas. Todavia, a umidade ótima sofre uma leve redução em baixas porcentagens, mas aumenta à medida que se adicionam maiores quantidades de fibras naturais, isso se explica pela higroscopicidade das mesmas. Quanto às fibras sintéticas, nota-se variações muito pequenas na umidade ótima não passando de 1%. Ao se tratar da expansibilidade são notadas reduções para a adição de fibras, mas, por serem valores muito

pequenos, podem ser desprezados, tais melhoras tornam evidente a eficácia da técnica como evidente a eficácia da técnica como reforço de latossolos.

**Palavras-chave:** Reforço de Latossolos, Melhoramento de Solos, Fibras Sintéticas, Fibras Naturais

## 1. INTRODUÇÃO

O reforço de solos com fibras naturais é uma técnica conhecida e utilizada pela humanidade a bastante tempo. Indícios do emprego desta técnica também são encontrados em partes da Grande Muralha da China e em estradas construídas pelos Incas, no Peru, empregando lã de lhama como reforço (Palmeira, 1992).

O reforço pode ser entendido como uma melhoria das características do solo por meio de processos físicos ou químicos. Diversas técnicas podem ser empregadas com o intuito de aprimorar as características dos solos, como o uso de geossintéticos como geogrelhas, geotêxteis e geomembranas. Outra técnica já consolidada, porém, em constante avanço, é a adição de fibras naturais a solos de modo a otimizar o comportamento do mesmo. Exemplos de fibras naturais são: Sisal, Pena de Galinha, Folha e Casca de Coqueiro, Folha e Bagaço de Cana-de-Açúcar e Bambu. As fibras naturais possuem diversas vantagens quanto a sua utilização no Brasil, pois há grande abundância de matéria prima o que resulta em baixo custo da aplicação desta técnica. Outra vantagem quanto ao uso de fibras naturais é a possibilidade de modificá-las com agentes químicos, como há casos de fibras de Sisal tratadas com impermeabilizantes de modo que reduza a capacidade de absorção das fibras e se tenha um maior controle da umidade ótima do fibrossolo resultante. Dessa forma, as mesmas se tornam mais propícias para a utilização sem que haja a degradação do meio onde está sendo aplicada.

As fibras sintéticas possuem características de grande importância para a sua aplicação como reforço de solos alguns exemplos de fibras sintéticas com grande empregabilidade são: Fibras de politereftalato de etileno (PET), polipropileno, raspas de pneus, etc.

Segundo Casagrande (2006), as fibras de polipropileno possuem uma grande flexibilidade e tenacidade em função de sua composição. Em conjunto dessas qualidades, as mesmas também possuem grande resistência ao ataque de diversas substâncias químicas e aos álcalis.

Segundo Vendruscolo (2003), o melhoramento das propriedades dos solos reforçados com fibras sintéticas depende de algumas variáveis, tais como: comprimento, teor, resistência, módulo de elasticidade, rugosidade e orientação do reforço.

A evolução da técnica de reforço de solos por meio da adição de fibras passa por inúmeros avanços e cada dia se sabe mais sobre tal. Trindade et al., 2004, Donato, 2004 e Casagrande et al., 2002, são autores que contribuem diretamente nesta evolução. Como resultado de tais estudos, pode-se observar grande melhorias nos fibrossolos desenvolvidos. Aumento do ISC, redução da umidade

ótima, redução da expansibilidade, ganho de resistência mecânica são alguns exemplos. Portanto, é notório a eficiência do melhoramento de solos com a adição das fibras.

Sobre uma visão sustentável e as tendências mundiais ao se pensar em conservação ambiental, pode-se observar o papel da técnica de reforço estrutural com fibras, tanto naturais quanto sintéticas, como uma forma de reciclagem de certos compostos amplamente produzidos no Brasil: PET's, Penas de Galinhas, Borrachas de Pneu. Assim sendo, pode-se então concluir que essa técnica é colaborativas ao se tratar de sustentabilidade e conservação ambiental.

Considerando as diversas possibilidades apresentadas nesta pesquisa de fibras naturais e sintéticas que podem ser utilizadas como reforço de solos e as diferentes possibilidades já citadas quanto ao uso das mesmas. Esse estudo visa compreender e comparar diferentes tipos de fibras quando empregadas como reforço de latossolos.

## 2. MATERIAIS E MÉTODOS

A metodologia utilizada para a realização deste trabalho consistiu em levantar artigos científicos que abordam o uso fibras naturais como reforço de solos e também levantar trabalhos que abordam o uso de fibras sintéticas como reforço de solos. Após o levantamento dos mesmos, leitura e compreensão, foram realizados os estudos comparativos, por meio de gráficos e observações, entre 3 tipos de fibras, sendo elas: Pena de Galinha, Sisal e Polipropileno. Finalizou-se com a classificação dos solos devido às suas novas propriedades e também analisou-se as aplicabilidades dos materiais resultantes após o incremento das fibras.

## 3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

A seguir serão apresentadas as características mais relevantes referentes às fibras naturais e as fibras sintéticas estudadas nesta pesquisa através dos ensaios de ISC, Limite de Liquidez, Limite de Plasticidade. As fibras foram adicionadas a diferentes tipos de solos localizados no Distrito Federal, Ouro Preto e Ceará.

## 3.1 FIBRAS NATURAIS

### 3.1.1 FIBRA DE PENA DE GALINHA

Os dados apresentados na tabela 1 representam os valores obtidos com os ensaios para determinação das propriedades antes e depois da adição de penas de galinha a um solo da Universidade de Brasília, com o propósito de compreender as alterações sofridas pelo mesmo.

Tabela 1. Valores de parâmetros de solo laterítico de Brasília.

Propriedades	Valor
<i>Limite de Liquidez</i>	48 %
<i>Limite de Plasticidade</i>	31 %
<i>Índice de Plasticidade</i>	17 %
<i>Umidade Ótima</i>	28,3%

Após descobrir os valores para as propriedades preliminares do solo sem a adição das fibras, foram adicionadas diferentes percentagens, em massa, de fibras ao solo, resultando assim em diferentes amostras. A figura 1 representa as variações de Umidade Ótima e Massa Específica Seca do solo ensaiado. Esta a redução da umidade ótima e da massa específica seca. Após ultrapassar 0,75 % de fibras no solo a umidade ótima começa a aumentar, dessa forma, não se torna interessante obter os valores de umidade ótima para teores acima de 0,75%.

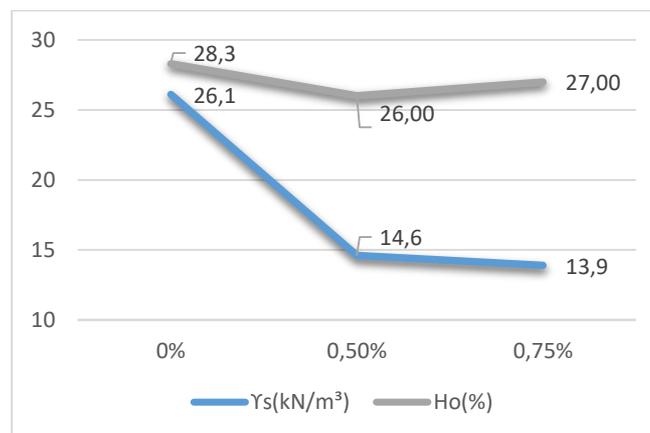


Figura 1. Variação da Umidade ótima, ISC e Massa específica seca do solo com adição de penas de galinha.

## 3.1.2 FIBRA DE SISAL

Os dados para o solo utilizado para estudar as fibras de sisal estão presentes tabela 2. Eles representam os valores obtidos com os ensaios para determinação das propriedades antes e depois da adição das fibras de penas de galinha a um solo da Universidade Federal de Ouro Preto, com o propósito de compreender a alterações sofridas pelo mesmo.

Tabela 2. Valores de parâmetros de solo laterítico de Ouro Preto.

Propriedades	Valor
<i>Limite de Liquidez</i>	30,4 %
<i>Limite de Plasticidade</i>	18,5 %
<i>Índice de Plasticidade</i>	11,6 %
<i>Umidade Ótima</i>	18,3 %

Ainda sobre o viés da adição de fibras naturais, seguem os dados adquiridos para a análise da adição de fibras de Sisal a solos lateríticos:

A figura 2 mostra as alterações na umidade ótima e na massa específica aparente seca em relação ao teor de fibra adicionado. Observa-se que para o caso das fibras de Sisal a umidade ótima aumenta resultando em uma diferença com as fibras de galinha, pois a adição da mesma resulta na redução da umidade ótima, mesmo que em pequena escala. Tal diferença se dá devido à higroscopicidade das fibras de Sisal, tal propriedade pode ser tratada por meio de produtos impermeabilizantes, sendo este objeto de estudo em pesquisas futuras.

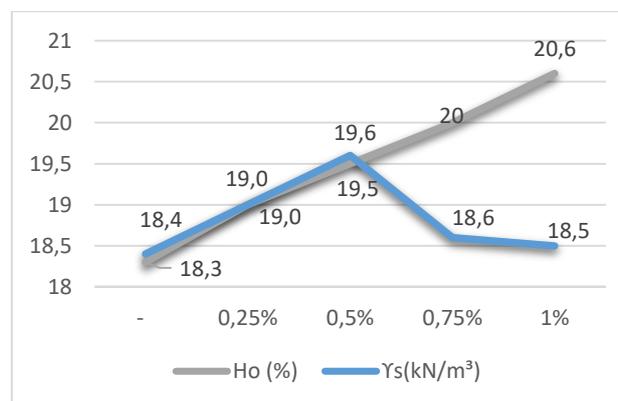


Figura 2. Variação de Umidade ótima e Massa específica seca do solo com adição de fibras de Sisal.

Outro ponto observado é o ganho de resistência mecânica do solo reforçado. A figura 3 denota o aumento considerável de Índice de Suporte Califórnia na qual cada fibra proporciona para os solos adicionados. Tal aumento se explica pelo princípio dos compostos na qual a características das fibras de resistir bem a flexão é compartilhada com o solo proporcionando o ganho de flexão do mesmo.

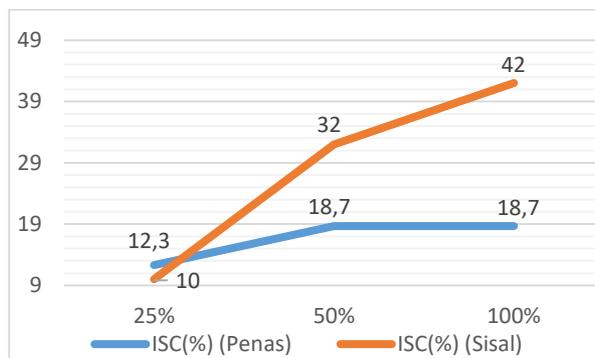


Figura 3. Ganho de ISC sofrido pelos solos quando adicionado fibras de pena de galinha e fibras de Sisal.

## 3.2 FIBRAS SINTÉTICAS

### 3.2.1 FIBRAS DE POLIPROPILENO

Para o solo presente na região do Ceará, utilizado para testar as melhorias proporcionadas pelas fibras de polipropileno, foram realizados ensaios para determinar das suas propriedades antes de se adicionar as fibras. Seguem os valores obtidos:

Tabela 3. Valores de parâmetros de solo laterítico de Brasília.

Propriedades	Valor
<i>Limite de Liquidez</i>	31,50 %
<i>Limite de Plasticidade</i>	23,77 %
<i>Índice de Plasticidade</i>	7,73 %
<i>Umidade Ótima</i>	14,02 %

Ao se analisar a adição de fibras de polipropileno, pode-se notar que não há tanta variação ao se tratar da umidade ótima da amostra ensaiada. Entretanto, para a linha que representa o aumento do ISC pode-se notar um grande aumento. Isso novamente se deve a característica de higroscopicidade da fibra, que nesse caso é baixa, não influenciando gravemente nos valores de

umidade ótima. Quanto a expansibilidade, é notório que há uma variação considerável, portanto, é observável que determinadas percentagem possuem baixo grau de expansão, ou seja, essas são recomendadas para serem usadas em obras geotécnicas.

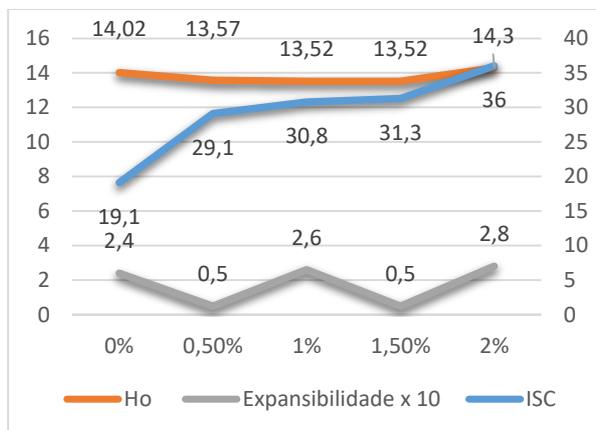


Figura 4. Variações de Umidade ótima, Massa específica seca e expansibilidade do solo quando adicionado fibras de polipropileno.

Para o estudo abordado, o solo ensaiado é característico do estado do Ceará, e considerando os teores de fibras ensaiados, o valor ótimo para a adição das fibras está em torno dos 0,5%.

## 4. CONCLUSÕES

O incremento de fibras naturais é eficiente em diversos pontos: Baixo custo quando se comparado com os ganhos de resistência mecânica, tração e cisalhamento, e melhorias proporcionados. Possibilidade de tratamento das fibras sem que haja danos ao meio ambiente e sustentabilidade. Para o estudo na qual foi adicionado fibras de pena de galinha como reforço estrutural de latossolos houve um ganho de considerável de resistência à tração, representado pelo aumento do ISC, que chegou a 32%. Todavia houve o aumento da umidade ótima a partir do momento em que o teor de fibras ultrapassou 0,5%, fenômeno explicado também pela higroscopicidade da fibra. Este influenciará em todos os casos onde se tem fibras naturais, entretanto, pode se cogitar um tratamento de impermeabilização das fibras antes de usá-las. Ao se tratar de expansibilidade os valores não possuem relevância, pois os mesmos encontram-se dentro dos valores estabelecidos segundo a classificação presente no manual do DNIT (2006) para camadas de pavimentos.

Ao se considerar os resultados obtidos para os casos na qual se incrementou fibras naturais, pode-se observar que o incremento de fibras naturais e sintéticas resultou no ganho de ISC, implicando na possibilidade de se utilizar os fibrossolos resultantes como camada de sub-base de pavimentação.

O aumento da umidade ótima consignado ao ganho de resistência mecânica, tendo em vista que as fibras se comportam bem ao incremento de carga, sem que se altere o seu comportamento ao se tratar de expansão. Já o aumento de umidade ótima se explica pela higroscopicidade das fibras.

Ao se pensar nas alterações sofridas pelo solo quando se adicionado fibras de polipropileno, é notório o ganho de ISC, todavia para esse material não houve grande aumento na umidade ótima, fator também explicado pela higroscopicidade da fibra, que nesse caso, é muito baixa. Para esse caso, foi observado que o teor ótimo, em massa, de fibras de polipropileno é de 0,5%, pois há um ganho significativo de ISC, porém se tem uma redução da umidade ótima e o valor da expansibilidade é tão baixo a ponto de ser desprezado. Nessa situação, o solo reforçado com fibras de polipropileno se torna viável como material de sub-base de pavimento, tendo em vista a tabela do DNER que recomenda solos com ISC maior ou igual a 20 % e expansibilidade menor que 1% para tal camada. Solos com baixa expansibilidade são recomendáveis para utilização em taludes.

Os resultados obtidos e apresentados nos artigos se mostraram eficazes mostrando o potencial das fibras como reforço de solos. As fibras sintéticas merecem uma melhor atenção devido a higroscopicidade das mesmas. Já as sintéticas, merecem atenção, pois as mesmas são grandes poluidoras do meio ambiente, sendo assim, usá-las como reforço estrutural é uma forma muito

sustentável de se reutilizar as mesmas tendo em vista que as mesmas também são eficazes ao se pensar em usá-las como reforço. A grande diferença até então entre as fibras sintéticas e naturais, está na forma em que elas influenciam na umidade ótima, pois para as fibras vegetais se tem grandes variações, porém para as fibras sintéticas não se tem o mesmo fenômeno.

Como sugestão para próximos estudos, pode-se pensar em formas de se aprimorar a questão da higroscopicidade das fibras vegetais.

## 5. BIBLIOGRAFIA

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6459: solo – determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6502: Rochas e solos. Rio de Janeiro, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6508: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181: solo – análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7182: solo – ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9895: Solo – Índice de Suporte Califórnia. Rio de Janeiro, 1987.

AYALA, RJ Llanque; DE CARVALHO, J. Camapum; HERNÁNDEZ, Ana Laura Martínez. Melhoria de Solos com Fibras Naturais–Penas de Frango. 2016. Inovação e Tecnológica. Disponível em: Acesso em: 19 out. 2016.

CASAGRANDE, M.D.T.; Consoli, N.C. (2002). Estudo do comportamento de um solo residual areno-siltoso reforçado com fibras de polipropileno, Solos e Rochas: Revista Latino-Americana de Geotecnia, Vol. 25, n.3, p. 223-230.

CASAGRANDE, M. D. T., Coop, M. R.; Consoli, N. C. (2006). The behavior of a fiber-reinforced bentonite

at large shear displacements. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 132, p. 1505- 1508.

CLAUMANN,C.D.S; Comportamento de solos siltosos quando reforçados com fibras e melhorados com aditivos químicos e orgânicos. Curitiba, 2007. Dissertação(Mestrado em Engenharia) – UFPR.. Geossintéticos 92... Brasília, p.1-12, 1992.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Manual de pavimentação. 3. ed. Rio de Janeiro: [s.n.], 2006.

DONATO, M. ; Foppa, D.; Ceratti, J. A. P. ; Consoli, N. C. (2004). Fibras de polipropileno como reforço para materiais geotécnicos. Solos e Rochas, v. 27, n. 2, p. 161-176.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Os Solos Tropicais Lateríticos e Saprolíticos e a Pavimentação. In: 18ª

PALMEIRA, E. M. Geossintéticos: tipos e evolução nos últimos anos. In: SEMINÁRIO SOBRE APLICAÇÕES DE GEOSSINTÉTICOS EM GEOTECNIA.

TRINDADE, T. P.; LASBIK, I.; LIMA, D. C.; SILVA, C. H. C.; BARBOSA, P. S. A. Latossolo vermelho – amarelo reforçado com fibras de polipropileno de distribuição aleatória: estudo em laboratório. Minas Gerais, p.6 ,2004.

VENDRUSCOLO, M.A. (2003). Comportamento de ensaios de placa em camadas de solo melhoradas com cimento e fibras de polipropileno. Porto Alegre, Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, 224.

# Capítulo 26

## SINERGISMO DE DEGRADAÇÃO EM GEOTÊXTEIS: ENSAIOS LABORATORIAIS SOB FLUÊNCIA À TRAÇÃO, TEMPERATURA E INCIDÊNCIA DE RADIAÇÃO ULTRAVIOLETA

*Denise de Carvalho Urashima (Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais)*

*Plínio Marcos Lemos Silva (Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais)*

*Mag Geisielly Alves Guimarães (Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais)*

*Carlos Alberto Carvalho Castro (Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais)*

**Resumo:** Geotêxteis são produtos poliméricos empregados na engenharia civil e sua eficácia está ligada entre outros fatores a sua capacidade de manter propriedades funcionais durante o tempo de vida de serviço. O artigo traz resultados sobre o comportamento de geotêxteis tecidos de polipropileno em ensaios de degradação acelerada em laboratório por incidência de radiação ultravioleta (UV-A), temperatura e fluência. Amostras dos geotêxteis tecido de polipropileno foram expostas a  $360 \text{ MJ/m}^2$  de radiação UV-A e em dois níveis de temperatura (30 e  $70^\circ\text{C}$ ), as perdas de resistência à tração foram de 4,20% para  $30^\circ\text{C}$  e 6,4% para  $70^\circ\text{C}$ . Após ensaios de fluência com 15% da carga de resistência à tração média, em condições térmicas idênticas as supracitadas, para análise de sinergia, as perdas foram de 5,8% e 17,9%, respectivamente. Os resultados dos ensaios demonstram a relevância da temperatura na aceleração da degradação mecânica por fluência.

**Palavras-chave:** Degradação, fluência, sinergia, vida de serviço.

## 1. INTRODUÇÃO

Os geotêxteis são materiais produzidos a partir de matriz polimérica, possuindo uma larga aplicação em projetos geotécnicos e de proteção ambiental (ISO 10318, 2015).

A vida útil dos geotêxteis pode variar muito, visto que estes materiais podem exercer distintas funções dentro da engenharia civil. Dado a relevância das consequências que a ocorrência de falhas pode gerar, é importante estudar e prever a durabilidade dos mesmos em situações características (ISO TS 13434, 2008).

A durabilidade dos geotêxteis, assim como quaisquer outros tipos de geossintéticos, depende de vários fatores, mas, principalmente, do tipo polimérico, da função específica a ser desempenhada, bem como do meio ambiente a que estes materiais serão expostos ao longo do tempo. Estudos laboratoriais ou de campo têm sido realizados nos últimos anos, porém este assunto ainda necessita de estudos complementares, tendo em vista a heterogeneidade do comportamento das cadeias poliméricas frente aos diversos agentes de degradação e como se dá o seu envelhecimento ao longo do tempo (SARSBY, 2007; ASTM D 5819, 2018 e ISO TS 13434, 2008).

É um consenso na literatura que certos comprimentos de onda dentro do espectro da energia de radiação (particularmente a radiação ultravioleta-UV presente no espectro solar) são nocivos aos materiais poliméricos. Assim, no emprego dos geotêxteis em funções onde há a possibilidade de exposição a componente UV, é necessário considerar a probabilidade do acontecimento de degradação, pois a radiação estimula a foto-oxidação, o que promove a cisão das cadeias moleculares e o desencadeamento de reações por radicais livres. Se tal processo ocorre, as cadeias moleculares degradam, resultando numa redução substancial da resistência mecânica (SUITS e HSUAN, 2003).

A fluência à tração é um fator importante a ser ponderado na concepção e desempenho de algumas estruturas, tais como estruturas de contenção, aterros sobre solo mole, reforços de fundação, sistemas de desaguamento e retenção de rejeitos, aplicação em obras costeiras, tais como proteção de margens e quebra-mar, construção de ilhas artificiais sendo estas estruturas de proteção, entre outras aplicações, onde os geotêxteis são submetidos a tensões de tração elevadas por longos períodos de tempo (GREENWOOD, SCHROEDER e VOSKAMP, 2012; GUIMARÃES et al., 2017; HSIEN, WANG e CHIU, 2006; LAWSON, 2008; SARSBY, 2007; SHUKLA e YIN, 2006).

Assim sendo, considerando a importância da análise do desempenho dos geotêxteis ao longo de sua vida de serviço, bem como as dificuldades encontradas para realizar esta previsão, o presente artigo

apresenta resultados laboratoriais da avaliação ensaios de degradação por incidência de radiação ultravioleta UV-A e ensaios de fluência à tração, com carga equivalente a 15% da carga à tração média do material intacto, acelerado por temperatura e incidência de UV-A, simultaneamente para análise da sinergia dos efeitos destes fatores sobre a durabilidade de geotêxteis tecido de polipropileno.

Por conseguinte, os referidos resultados se deram por meio da submissão do geotêxtil em estudo sob ensaios de fluência, considerando dois distintos níveis de temperaturas e um nível de radiação UV-A, avaliando os dados obtidos por meio de ferramentas estatísticas, as quais foram empregadas para compreender as distintas relações estresse-resposta.

As análises das variáveis respostas, obtidas dos ensaios de resistência à tração antes e após o sinergismo de degradação foram possíveis devido ao equipamento projetado e construído. Com isso, favoreceu os ensaios acelerados de fluência à tração, por temperatura e incidência de UV-A verificando a sua eficácia para a predição da vida de serviço dos geotêxteis e produtos correlatos. Isso colaborou para ensaios mais curtos do que em campo, contribuindo para o estado da arte em relação à durabilidade dos geossintéticos.

## 2. CONCEITUAÇÕES

### 2.1 ENSAIOS DE TRAÇÃO

A resistência à tração de um geotêxtil se refere à carga máxima suportada pelo mesmo, em uma velocidade constante, até o rompimento de suas tramas.

Basicamente existem normatizados dois tipos de ensaios de resistência à tração para determinar a resistência à tração de geotêxteis e correlatos: faixa larga (largura de 200 mm) e faixa estreita (largura de 50 mm). Ressalta-se que, dependendo da norma empregada, numa mesma largura a distância entre garras pode variar e, portanto, a velocidade de ensaio também, para que possa haver compatibilidade de resultados (ISO 10319, 2015; ASTM 5035, 2011; ISO EN 13934-1, 2013).

### 2.2 ENSAIOS DE FLUÊNCIA À TRAÇÃO NÃO CONFINADA

Fluência é um termo referente ao comportamento elasto-viscoplástico de corpos quando esses são submetidos a carregamento constante por longos períodos. Quanto maior a carga aplicada menor o tempo até a ruptura do mesmo. Porém, alguns fatores podem ter influência sobre esse processo, tais como o tipo de material constituinte do corpo, a temperatura, umidade e a incidência de

radiação ultravioleta (COSTA, 1999; DEN HOEDT, 1986; FRANÇA, BUENO e ZORNBERG, 2011; SAWICKI e KAZIMIEROWICZ- FRANKOWSKA, 1998).

Quando colocado sobre fluência, os geotêxteis evidenciam até três fases distintas denominadas de fluência primária, secundária e terciária. Em função do tipo de polímero empregado na fabricação do geotêxtil, é possível que uma dessas fases não fique evidente e ocorra a predominância de outro estágio (COSTA, 1999).

Ensaio de fluência à tração podem ser realizados segundo as normas NBR 15226 (2005) e ASTM D 5262 (2012), que especificam níveis de cargas, intervalos de tempo para verificação de deformações sob fluência, dentre outras informações.

A realização de ensaios de fluência à tração em laboratório é de grande relevância técnica, tendo em vista a avaliação do comportamento destes materiais sob carregamentos em termos de resistência à tração e deformações, além da obtenção de fatores de redução parciais a serem aplicados em projeto (FRANÇA, BUENO E ZORNBERG, 2011).

Também, a partir da definição do tempo de vida de serviço, é possível realizar uma previsão de qual seria a carga que ocasionaria uma ruptura sob fluência de geossintéticos em aplicações em obras geotécnicas e ambientais (COSTANZI *et al.*, 2003).

## 2.3 DEGRADAÇÃO DE GEOSSINTÉTICOS

A degradação de um geossintético resulta de mudanças fundamentais do polímero constituinte de sua matriz, podendo comprometer a sua vida de serviço. Vários são os agentes degradantes, tais como intempéries, substâncias químicas, esforços mecânicos, entre outros, que tem como consequência o envelhecimento prematuro destes materiais (ISO TS 13434, 2008).

Este artigo tem como foco principal apresentar a degradação por ação isolada e conjunta da radiação ultravioleta (UV-A) e temperatura, uns dos principais agentes de degradação por intempéries, e da ação do esforço mecânico por fluência à tração.

A energia da radiação ultravioleta induz a rupturas de ligações químicas em materiais poliméricos, com ocorrência de reações oxidativas auto catalíticas denominadas de fotodegradação (ou foto-oxidação), que são caracterizadas por quebras de ligações covalentes, na cadeia principal ou lateral, originando espécies altamente reativas denominadas de radicais livres (KOERNER, HSUAN e KOERNER., 1998; SUITS e HSUAN, 2003).

O efeito da temperatura, por exemplo, pode afetar o comportamento mecânico dos geotêxteis ou correlatos empregados como reforço de solos, visto que a temperatura do solo só passa a ser constante para grandes profundidades (mais de 10 m), o seu valor em profundidades menores é então igual à temperatura atmosférica média (SEGRESTIN e JAILLOUX, 1988). E no caso de solos reforçados que empregam faceamento a variação de temperatura é ainda maior, pois além de combinar o efeito da radiação solar na profundidade, ainda existe um acréscimo de temperatura nas proximidades do faceamento do muro de contenção onde as cargas no reforço são altas e sofrem maior efeito da fluência, durante toda a vida de serviço (MURRAY, FARRAR, 1988).

Cargas mais elevadas em última análise podem conduzir à ruptura por fluência à tração (GREENWOOD, SCHROEDER e VOSKAMP,

2012). Quanto maior a carga aplicada, mais curto o tempo de ruptura. Assim, a carga de concepção também irá limitar o tempo de vida de serviço do geotêxtil. Ressalta-se ainda que a fluência à tração é mais acentuada em polietileno (PE) e polipropileno (PP) do que em poliéster (Tereftalato de polietileno (PET)). Como os polímeros são materiais visco elásticos, taxas de deformação e temperatura são importantes fatores a serem considerados nos ensaios para análise da vida de serviço de materiais constituídos por matriz polimérica (CARNEIRO, 2009 e FRANÇA, 2012).

## 3. METODOLOGIA

### 3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O desenvolvimento da pesquisa reuniu projeto e execução dos pórticos de fluência com possibilidade de realizar ensaios acelerados com distintos níveis de temperatura, bem como possibilidade de incidência de distintos níveis de radiação UV-A.

Posteriormente a execução dos pórticos de fluência, foram realizados ensaios para caracterização mecânica por resistência à tração (ASTM D 5035, 2011) do geotêxtil tecido de polipropileno intacto empregado na pesquisa. A referida norma preconiza o emprego de corpos de prova com 50 mm de largura e fixados a uma distância entre garras, superior e inferior, de 75 mm e tracionados com uma velocidade de 300mm/min.

A sequência metodológica empregada no desenvolvimento da pesquisa é ilustrada na Figura 1.

Os ensaios de resistência à tração também foram realizados conforme preconiza a norma ASTM 5035 (2011) no sentido de avaliar a degradação sofrida pelo geotêxtil submetidos aos ensaios de fluência em laboratório e campo, quando comparados resultados de ensaios à tração de geotêxteis de amostras intactas.

Para realização dos ensaios de tração do material em estudo foi empregado uma Máquina Universal para Ensaio de Tração e Compressão a Figura 2 demonstra a fixação de uma amostra de geotêxtil, na Máquina Universal.

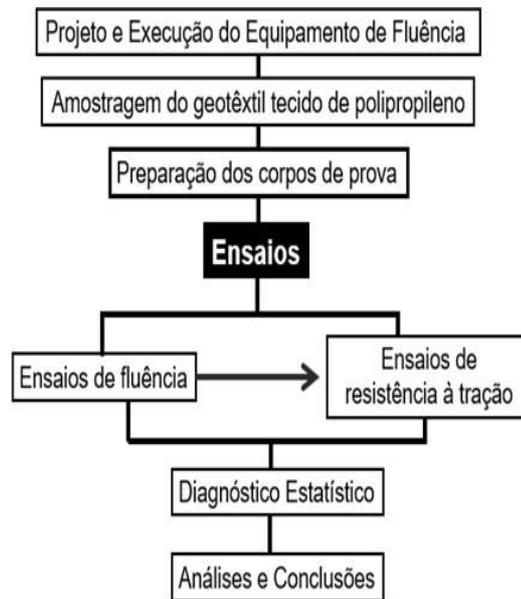


Figura 1. Fluxograma da pesquisa.

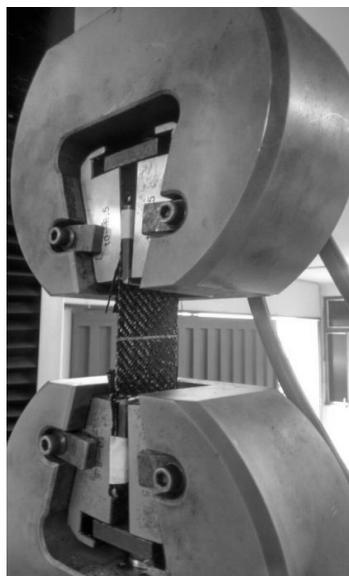


Figura 2. Fixação de amostra na Máquina Universal.

## 3.2 ENSAIO DE SINERGIA DE DEGRADAÇÃO POR RADIAÇÃO UV-A, TEMPERATURA E FLUÊNCIA À TRAÇÃO.

Todas as situações simuladas foram feitas em duplicidade, a fim de ter réplica dos resultados, viabilizando a análise dos erros estatísticos envolvidos no experimento.

Foram simuladas em laboratório as seguintes situações de degradação:

- Incidência de radiação UVA (irradiância de UVA para  $0,230 \text{ W/m}^2/\text{n.m}$ ) + aquecimento à temperatura média de  $30^\circ\text{C}$ .
- Incidência de radiação UVA (irradiância de UVA para  $0,230 \text{ W/m}^2/\text{n.m}$ ) + aquecimento à temperatura média de  $70^\circ\text{C}$ .

Ressalta-se que nesta primeira etapa as amostras não foram submetidas à fluência.

Posteriormente, para realização dos ensaios de fluência, as amostras foram submetidas as seguintes situações:

- Fluência à tração (com 15% de carga) + incidência de radiação UVA (irradiância de UVA para  $0,230 \text{ W/m}^2/\text{n.m}$ ) à temperatura média de  $30^\circ\text{C}$ ;
- Fluência à tração (com 15% de carga) + incidência de radiação UVA (irradiância de UVA para  $0,230 \text{ W/m}^2/\text{n.m}$ ) + aquecimento à temperatura média de  $70^\circ\text{C}$ .

Os ensaios foram realizados durante trinta e cinco dias. Neste período, a radiação ultravioleta UV incidida total sobre cada uma das amostras em todas as situações simuladas foi de  $360 \text{ MJ/m}^2$  de radiação UVA.

A Figura 3 apresenta o pórtico empregado na pesquisa, aberto, visto que o mesmo foi revestido com madeira nas laterais e topo para manter a temperatura e prover somente as amostras com radiação UVA.

Ressalta-se ainda que os pórticos possuíam portas frontais para que as medições e acompanhamento do comportamento das amostras durante os ensaios.

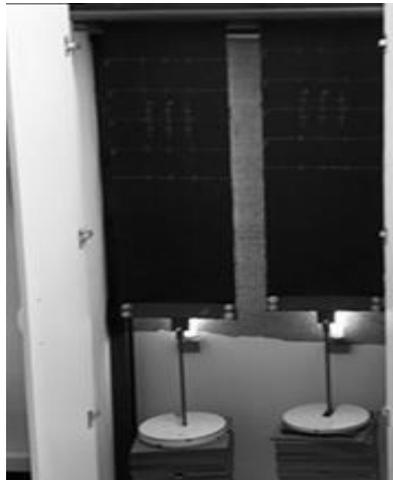


Figura 3. Pórtico de simulação de degradação, com as portas frontais abertas.

### 3.3 ANÁLISE ESTATÍSTICA

Depois de transcorridos os testes, os resultados de resistência à tração foram analisados e comparados com os parâmetros do material intacto a partir da ponderação estatística por intervalos de confiança (IC).

Em termos conceituais, o IC é um dos elementos mais importantes da inferência estatística, pois é a partir deste em conjunto com um estudo amostral que se torna possível estimar, com uma confiança elevada, qual é a faixa de valores que tem certa probabilidade de conter no seu interior o verdadeiro valor do parâmetro populacional em análise (MONTGOMERY, 2008).

Para tanto, é necessário associar ao IC um nível de confiança, que é a probabilidade  $1 - \alpha$  que o intervalo de confiança realmente contém o parâmetro populacional, supondo que o processo de estimação seja repetido um grande número de vezes. Segundo Triola (2008), o nível de confiança mais comum de escolha é de 95% (com  $\alpha = 0,05$ ).

Os intervalos de confiança foram obtidos a partir da distribuição *t de Student*, pois os geotêxteis em estudo se comportam segundo distribuição Norma, por se utilizar amostragens  $n < 30$  e por não se ter conhecimento acerca do desvio padrão populacional (TRIOLA, 2008).

## 4. RESULTADOS

### 4.1 CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DO GEOTÊXIL INTACTO

A Figura 4 mostra resultados do ensaio de resistência à tração do geotêxtil intacto tanto no sentido transversal quanto longitudinal de fabricação, em termos de intervalo de confiança.

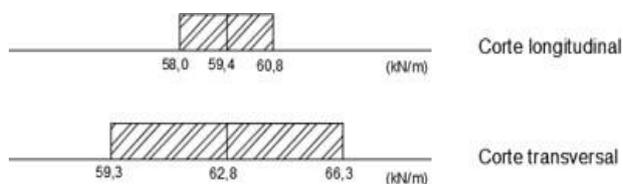


Figura 4: Intervalo de confiança, com nível de confiança de 95%, para resistência tração no sentido longitudinal e transversal.

Analisando o resultado, no sentido longitudinal a amostra apresentou uma menor variabilidade dos resultados de resistência à tração, quando comparado com o sentido transversal. Os cortes das amostras para os ensaios foram realizados no sentido longitudinal de fabricação.

### 4.2 ENSAIOS DE DEGRADAÇÃO SOB EFEITO DE INCIDÊNCIA DE UV-A E TEMPERATURA.

A Figura 5 apresenta resultados de resistência à tração das amostras quanto submetidas às seguintes condições de ensaio em termos de intervalo de confiança:

- 360 MJ/m<sup>2</sup> de radiação UV-A + aquecimento à temperatura média de 30°C;
- 360 MJ/m<sup>2</sup> de radiação UV-A + aquecimento à temperatura média de 70°C.

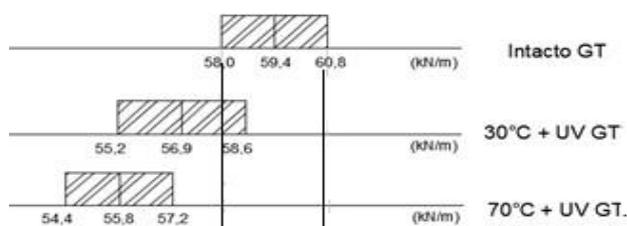


Figura 5: Intervalo de confiança, com nível de confiança de 95%, das resistências à tração para amostras degradadas por UV-A e temperaturas em relação a amostra intacta.

A partir da Figura 5, verifica-se que os resultados em termos de percentuais de perda, em relação ao geotêxtil intacto, foram de 4,2% para a condição de 360 MJ/m<sup>2</sup> de radiação UV- A à temperatura de 30°C. Já para a temperatura de 70°C, o percentual de perda total atingido foi de 6,4%.

## 4.3 ENSAIOS DE DEGRADAÇÃO SOB EFEITO DE INCIDÊNCIA DE UV-A, TEMPERATURA E FLUÊNCIA.

A Figura 6 apresenta resultados de resistência à tração das amostras quanto submetidas às seguintes condições de ensaio em termos de intervalo de confinça:

- 360 MJ/m<sup>2</sup> de radiação UV-A + aquecimento à temperatura média de 30°C + fluência com 15% da carga;
- 360 MJ/m<sup>2</sup> de radiação UV-A + aquecimento à temperatura média de 70°C + fluência com 15% da carga.

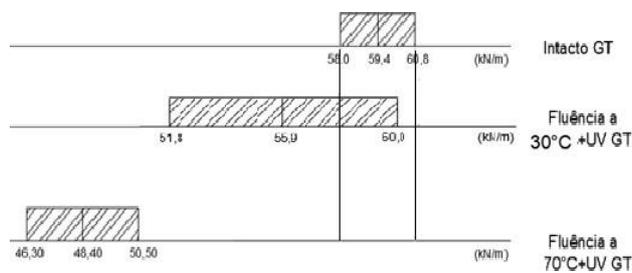


Figura 6: Intervalo de confiança, com nível de confiança de 95%, das resistências à tração para amostras degradadas por UV-A, temperaturas e fluência relação a amostra intacta.

Nos ensaios de fluência com 15% da carga, considerando as condições térmicas e de incidência de radiação UV-A supracitadas, para análise de sinergia, as perdas foram de 5,8% (temperatura de 30°C) e de 17,9% (temperatura de 70°C).

## 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Na análise da Figura 5, observou-se degradação do geotêxtil quando submetido somente a radiação UV-A + temperatura (30 °C e 70°C) com o resultado médio das ambas as réplicas, por meio do deslocamento do intervalo de confiança para a esquerda.

Analisando-se os intervalos de confiança (IC) obtidos para cada uma das condições de ensaio (Figuras 5 e 6), verifica-se que todos se deslocaram para a esquerda do intervalo referente ao geotêxtil intacto ( $58,0 < 59,4 < 60,8$  kN/m), sendo maior o afastamento observado para ensaio de fluência à carga de 15% + radiação UV + temperatura (70°C).

É importante atentar que, mesmo para a condição de ensaio em que parte do IC ficou dentro da faixa compreendida aos valores de referência do geotêxtil intacto, o valor médio está deslocado à esquerda do IC para o geotêxtil de referência. Portanto, afirma-se com 95% de confiança que o geotêxtil tecido de polipropileno sofreu degradação acelerada quando submetido a fluência, radiação UV e temperatura.

Os resultados apontam para a influência significativa da temperatura como fator de aceleração dos processos de degradação em situações em que os geotêxteis fiquem expostos a temperaturas elevadas, visto que para temperatura de 70°C o valor médio de perda de resistência foi de 17,9% com a ação da fluência.

Os pórticos desenvolvidos na pesquisa mostram-se promissores para avaliar o desempenho de submetidos à fluência à tração não confinada como temperaturas elevadas e incidência de radiação ultravioleta (UVA) simultaneamente ou de forma isolada em situações controladas em laboratório, os quais são fatores que podem ocasionar a degradação destes materiais nas distintas aplicações de engenharia.

Por último, a pesquisa realizada vem para contribuir no estado da arte em relação à durabilidade dos geossintéticos, uma vez que este assunto tem sido cada vez mais reportada por projetistas e pesquisadores.

## AGRADECIMENTOS

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq). A Fundação de Amparo à Pesquisa de Minas Gerais (FAPEMIG). A empresa HUESKER Ltda, pelo fornecimento de materiais para o desenvolvimento da pesquisa. Ao Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (CEFET-MG) ao apoio para realização da pesquisa.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15226. (2005). Geossintéticos – Determinação do comportamento em deformação e na ruptura, por fluência sob tração não confinada. Rio de Janeiro.

ASTM D 5035 (2011). Standard Test Method for Breaking Force and Elongation of Textile Fabrics (Strip Method), American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.

ASTM D 5262 (2012). Standard Test Method for Evaluating the Unconfined Tension Creep and Creep Rupture Behavior of Geosynthetics, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.

ASTM D 5819 (2018). Standard Guide for Selecting Test Methods for Experimental Evaluation of Geosynthetic Durability, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.

Carneiro, J.R.C. (2009). Durabilidade de Materiais Geossintéticos em Estruturas de Carácter Ambiental - A Importância da Incorporação de Aditivos Químicos. Tese de Doutorado, Faculdade de Engenharia, FEUP, Universidade do Porto, Portugal, 602 p. (in Portuguese).

COSTA, C. M. L. (1999). Fluência de Geotêxteis. Dissertação de Mestrado – Universidade de São Paulo (USP). São Carlos, 97 p.

# Capítulo 27

## VALIDAÇÃO E ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DE ALGORITMO DE INTEGRAÇÃO IMPLEX VIA TÉCNICA DE ELEMENTOS FINITOS COM O MODELO ELASTO- PLÁSTICO DE DRUKER-PRAGER

*Nayara Torres Belfort Acioli Magalhães (Universidade Federal de Pernambuco)*

*Leonardo José do Nascimento Guimarães (Universidade Federal de Pernambuco)*

*Igor Fernandes Gomes (Universidade Federal de Pernambuco)*

*Leila Brunet de Sá Beserra (Universidade Federal de Pernambuco)*

*Jonathan da Cunha Teixeira (Universidade Federal de Pernambuco)*

**Resumo:** Nesse artigo foi modelado numericamente o ensaio mecânico de expansão de cavidade cilíndrica de um geomaterial através do programa *in-house* em elementos finitos, CODE-BRIGHT com o critério de Druker-Prager e um algoritmo de integração de tensões mista-implícita-explícita (IMPLEX). Esse algoritmo atualiza o multiplicador plástico do passo de tempo atual em função das relações constitutivas do passo de tempo anterior, ganhando eficiência computacional. Nesse artigo foi validado e avaliado o algoritmo quanto à sensibilidade ao incremento de tempo e ao fator de tolerância associado a esse incremento através de um ensaio de expansão de cavidade, no qual foi observado a conformidade entre a solução numérica e a solução analítica com cerca de 1% de erro relativo para um incremento de tempo da ordem de  $1E-06s$ , que deve ser verificado para problemas de diferentes estados de tensões e diferentes materiais.

**Palavras-chave:** IMPLEX. Elementos finitos. Expansão de Cavidade. Elastoplasticidade. Druker-Prager.

## 1. INTRODUÇÃO

A preocupação com a resistência dos solos é fundamental no trabalho diário da geotecnia e sabe-se que os geomateriais possuem um comportamento mecânico complexo no que tange às tensões limites. Nesse âmbito, modelos que simulem o critério de ruptura do material são idealizados para prever o estado de tensões no estado limite do material. (Sun xiang *et. al.* 2016, ZHU Jun-gao *et. al.* 2012)

Druker-Prager é um modelo tridimensional que permite encontrar uma estimativa do tensor de tensões para um solo em seu estado limite de resistência com relativa simplicidade (M. Hjiat *et. al.*, 2003). O critério de ruptura desse modelo é avaliado admitindo que o plano de cisalhamento se comporta linearmente dependente da tensão normal aplicada no material. (Alejano & Bobet, 2012)

O critério de Druker-Prager é uma generalização do critério de Mohr Coulomb para solos no qual suaviza as singularidades do modelo de Mohr Coulomb. Num espaço tridimensional de tensões o critério de Mohr Coulomb descreve uma pirâmide de base hexaédrica irregular e o de Druker-Prager um cone, quando das tensões principais se tem a relação  $s'_1 \geq s'_2 \geq s'_3$ , o critério de Druker-Prager tende a superestimar a tensão de ruptura do material, enquanto Mohr Coulomb tende a subestimar. Porém, quando  $s'_1 > s'_2 = s'_3$  ou quando duas tensões principais são iguais, o estado de tensões para o critério de Mohr Coulomb e para o de Druker-Prager são coincidentes.

Segundo Alejane & Bobet (2012), considerações estatísticas mostram que o critério de Druker-Prager fornece uma imprecisão quanto à previsão da resistência do material superestimando certas vezes o valor da tensão principal  $s'_1$  na falha. Ainda assim, a vantagem desse modelo é a sua simplicidade, quando comparado com outros modelos de plasticidade como Mohr Coulomb, Cap Model, entre outros.

Foi também validado e verificado um algoritmo de integração de tensões implícito-explícito (IMPLEX) no qual atualiza o multiplicador plástico do passo de tempo atual em função das relações constitutivas do passo de tempo anterior, ganhando eficiência computacional.

A validação e verificação do algoritmo IMPLEX foi realizada através de um cenário da simulação de um ensaio de Expansão de Cavidade o qual foi idealizada pela sua vasta utilização na geotecnia com ensaios pressiométrico e penetração de cone.

Nesse contexto foi verificada a estabilidade do algoritmo IMPLEX frente ao algoritmo de integração implícita usual com diferentes ordens de grandeza para incrementos do passo de tempo ( $d\_time$ ) e para incrementos do fator de tolerância ( $F\_tol$ ).

A verificação do desempenho e funcionalidade do algoritmo está apresentada através do tempo total de processamento em CPU ( $CPUTIME$ ) e do número de interações ( $NUMPASS$ ).

As relações constitutivas estão apresentadas a partir de gráficos e são descritas também as variações de parâmetros como porosidade, deslocamentos e estado de tensões.

Nesse estudo foi dado ênfase ao comportamento plástico dos materiais, para assim avaliar o comportamento do material com critério de plastificação de Druker-Prager.

## 2. MÉTODOS NUMÉRICOS

O modelo numérico utilizado nesse artigo está implementado no programa `CODE_BRIGTH`, desenvolvido inicialmente por Olivella *et. al.* (1995) com aplicação a problemas de resíduos nucleares relacionados a rochas salinas.

Nóbrega (2008) estendeu a aplicação do `CODE_BRIGTH` a modelagens de barreiras de proteção ambiental, transporte de solutos, aterros, escavações, pavimentação, solos colapsíveis e expansivos e barragens de terra.

Beserra (2010) implementou algoritmos de integração implícita de modelos constitutivos elasto-plásticos aplicados a problemas acoplados hidromecânicos em meios porosos. A autora tomou como referência o algoritmo descrito por Souza Neto *et. al.* (2008) e Oliver *et. al.* (2008).

Beserra (2015) desenvolveu uma metodologia referente à modelagem em elementos finitos para o problema de faturamento hidráulico em formações rochosas.

Nessa pesquisa o modelo de plasticidade de Druker-Prager foi validado para modelagem mecânica em elementos finitos implementada por Beserra (2015) no `CODE_BRIGTH`.

## 2.1 ALGORITMO DE INTEGRAÇÃO IMPLÍCITA- EXPLÍCITA (IMPLEX) PARA O MODELO DE DRUKER-PRAGER

Foi proposto por Oliver *et. al.* (2008) um algoritmo que simplifica o algoritmo de integração implícita reduzindo a não linearidade do algoritmo de retorno e estimando um multiplicador plástico a partir dos dados de tensões, deformações e variáveis de história do passo de tempo anterior.

Assim o algoritmo se tornou mais simples, sem calcular as derivadas do multiplicador a cada passo de tempo. Esse algoritmo apresenta oscilações, que os próprios autores mostram que podem ser controladas com passos de tempo reduzidos.

Bezerra (2010) modificou o algoritmo proposto por Oliver *et. A.* (2008) fazendo uma extrapolação do multiplicador plástico do passo de tempo atual escalonado pelos incrementos de tempo dos passos atual e anterior, propondo o cálculo da estimativa do multiplicador plástico a partir da projeção das deformações totais do tempo anterior:

$$\Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}^* = \frac{\Delta t^{n+1}}{\Delta t^n} \Delta \boldsymbol{\varepsilon}_n \quad (1)$$

Estimando, com a projeção das deformações totais, um estado de tensões *trial*:

$$\boldsymbol{\sigma}_{n+1}^{trial*} = \boldsymbol{\sigma}_n + \mathbf{D}^e : \Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}^* \quad (2)$$

Tendo, portanto, no estado de plastificação do material a função de fluência *trial*:

$$f^{trial*} = \frac{\lambda}{2} \|\mathbf{S}_{n+1}^{trial*}\|^2 + \eta p_{n+1}^{trial*} - \xi c \quad (3)$$

No presente artigo foi realizada uma seção com algoritmo de integração explícita, na qual a função de fluência é projetada a partir do passo de tempo anterior, no qual as componentes das tensões desviadora e média já convergiram.

$$f^{trial*} = \frac{2}{2} \mathbf{S}_n^{trial*} + \eta p_n^{trial*} - \xi c \quad (4)$$

Apesar do ganho de eficiência computacional, esse algoritmo permite que o erro seja acumulado a cada passo de tempo. Para controlar o erro associado foi realizada a condição de que caso haja a violação da superfície de fluência, obtêm-se o multiplicador plástico para o passo de tempo atual.

Os demais cálculos do algoritmo são iguais aos da integração implícita.

Com a simplificação da implementação do IMPLEX o tensor elasto-plástico é definido por:

$$\mathbf{D}^{ep} = \left[ \mathbf{D}^e \right]^{-1} \left\{ \frac{\gamma}{2} \left[ \mathbf{I} - \frac{1}{3} \mathbf{1} \otimes \mathbf{1} \right] - \frac{\mathbf{s}}{\|\mathbf{s}\|} \otimes \frac{\mathbf{s}}{\|\mathbf{s}\|} \right\} \quad (5)$$

E, análoga à integração implícita, se  $\gamma^{n+1} = 0$ , retorna-se a matriz elástica.

Algoritmo implícito Backward-Euler		
Dados de Entrada	$\sigma_n ; \Delta \epsilon_n ; \Delta \epsilon_n^p ; \gamma_n^n ; \epsilon_n^n ; \gamma_n^{n+1}$ $E, \nu, c, \phi, \psi$	-
Módulo volumétrico	$K = \frac{E}{3(1-2\nu)}$	(6)
Módulo Cisalhante	$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$	(76)
Estima-se o multiplicador plástico	$\Delta \epsilon_{n+1}^* = \frac{\Delta t^{n+1}}{\Delta t^n} \Delta \epsilon_n$	(8)
	$\sigma_{n+1}^{trial*} = \sigma_n + \mathbf{D}^e : \Delta \epsilon_{n+1}^*$	(7)
	$f_{n+1}^{trial*} = \frac{2}{2} \mathbf{S}_{n+1}^{trial*} + \eta p_{n+1}^{trial*} - \xi c$	(8)
	$\gamma_{n+1}^{n+1} = \frac{f_{n+1}^{trial*}}{(G + K\eta\eta)}$	(9)
Estado trial definitivo	$\sigma_{n+1}^{trial} = \sigma_n + \mathbf{D}^e : \Delta \epsilon_{n+1}$	(10)
	$f_{n+1}^{trial} = \frac{2}{2} \mathbf{S}_{n+1}^{trial} + \eta p_{n+1}^{trial} - \xi c$	(11)
Verificação do Passo se Elástico ou Plástico	Se $f_{n+1}^{trial} \leq 0$ Então → Passo Elástico:	(14)
	$\sigma_{n+1} = \sigma_{n+1}^{trial}$	(15)
	$\Delta \epsilon_{n+1}^p = 0$	(16)
	Senão → Passo Elastoplástico	(17)
	$\gamma_{n+1} = \frac{f_{n+1}^{trial}}{(G + K\eta\eta)}$	(18)
	$\Delta \epsilon_{n+1}^p = \gamma_{n+1} \frac{\partial g}{\partial \sigma}$	(19)
Verificação de tensão no vértice	$\sigma_{n+1} = \sigma_{n+1}^{trial} - \mathbf{D}^{ep} : \Delta \epsilon_{n+1}^p$	(20)
	Se $\frac{\mathbf{S}_{n+1}^{trial}}{2} < \gamma_{n+1}^{n+1}$ Então $\sigma_{n+1} = \frac{c\xi}{\eta}$	(21)
	$\Delta \epsilon_{n+1}^p = \mathbf{D}^{ep} ]^{-1} : (\sigma_{n+1} - \sigma_n)$	(22)
	Fim	

## 2.2 ALGORITMO DE CONTROLE DO PASSO DE TEMPO

Esse algoritmo apresenta sensibilidade ao incremento do passo de tempo, então, foi implementado um artifício chamado de fator de tolerância (Eq. 21).

Esse impede que o modelo não viole a superfície de fluência, de forma que, como as deformações e o multiplicador plástico são calculados em função do passo de tempo anterior, o fator força a redução no passo de tempo, de forma que retorne ao cone de plastificação e não viole a superfície de plastificação.

Algoritmo Implementado		
Dados de entrada	$dt_{\min}$ , $F_{tol}$	-
Condição de consistência	<p>Se</p> <p><math>f &gt; 0</math>, <math>g &gt; 0</math> e <math>dt_{\text{time}} &gt; dt_{\min}</math></p> <p>Então:</p> $Fator = \frac{1 + F_{tol}}{1 + f} \quad (23)$ $dt_{\text{time}} = dt_{\text{time}} * Fator \quad (24)$ <p>Fim.</p>	

## 3. VALIDAÇÃO E APLICAÇÃO DE ALGORITMO IMPLEX

Neste artigo foi realizada a simulação numérica do ensaio de expansão de cavidade que foi realizada empregando o algoritmo de integração implícita e implícita-explícita (IMPLEX) com o critério de plastificação de Druker-Prager.

Está apresentado a seguir a análise de expansão de cavidade com deformação plana através do modelo de plasticidade perfeita e associada. A geometria foi gerada com um quarto da cavidade, com as devidas condições de contorno,

Figura 1.A malha, Figura 2, de elementos finitos foi composta de elementos quadriláteros com 4 pontos de Gauss em cada elemento num total de 451 nós e 400 elementos.

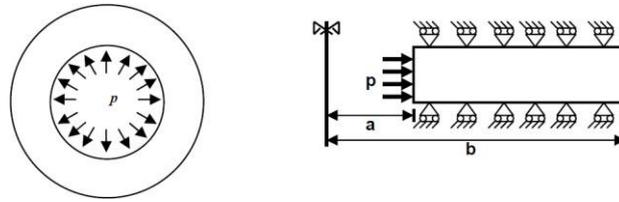


Figura 1 – Condições de contorno para Cavidade Cilíndrica. (Gomes, 2006)

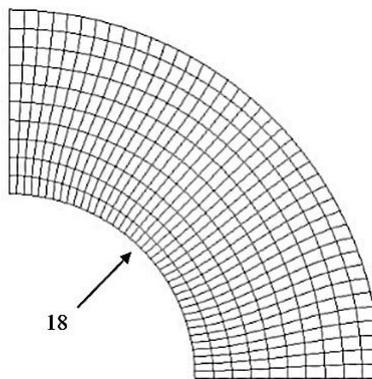


Figura 2 – Malha de Elementos Finitos.

Foram adotados os parâmetros de módulo de elasticidade ( $E$ ), coesão ( $c$ ), ângulo de atrito ( $\phi$ ), dilatância ( $\psi$ ), coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), relação geométrica entre o raio interno e o raio externo ( $b/a$ ) e pressão inicial ( $p_0$ ) para o elemento 18, ilustrado na Tabela 1.

Tabela 1 – Propriedades do Material.

$E$ (MPa)	$c$ (MPa)	$\phi = \psi$	$\nu$	$b/a$	$p_0$ (MPa)
100	0,1	30°	0,30	2	0

Gomes (2006) realizou a modelagem desse ensaio via critério de Mohr Coulomb e empregando um algoritmo de integração explícita de tensões tipo Runge-Kutta- Dormand-Price e comparou a sua solução de pressão de colapso com a solução analítica apresentada por Yu (1992), Eq. 25. O autor também obteve um valor de pressão máxima de aproximadamente  $p/c = 1,032$ , pela solução analítica seria aproximadamente  $p/c = 1,017$ , existindo um erro relativo de 1,5%.

$$\frac{p}{c} = \frac{Y + (\alpha - 1)p_o}{c(\alpha - 1)} \left| \left( \frac{b}{a} \right)^\alpha - 1 \right| + \frac{p_o}{c} \quad (255)$$

Onde:

$$Y = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (266)$$

$$\alpha = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2727)$$

Comparado os resultados desse artigo com a solução analítica, a pressão máxima para o modelo implícito foi de  $p/c = 1,022$  com erro relativo de 0,49%, e para o modelo IMPLEX com incremento de tempo de  $1E-05s$  foi de  $p/c = 1,028$ , com erro relativo de 1,12%, Figura 3.

E comparando com os resultados obtidos por Gomes (2006) foi observado um erro relativo de aproximadamente 0,4%.

Nesse gráfico o modelo implícito e o IMPLEX perdem a convergência no ponto de parada.

Diante desse resultado verifica-se que o algoritmo de integração implícita e IMPLEX apresentam uma aproximação satisfatória em relação à solução analítica.

Avaliando as Figuras 4 e 5 observa-se que os modelos possuem comportamentos semelhantes, com distribuição de porosidade, deformação plástica e tensões radialmente distribuídas, aumentando com a proximidade ao interior da cavidade, onde se aplica a pressão interna.

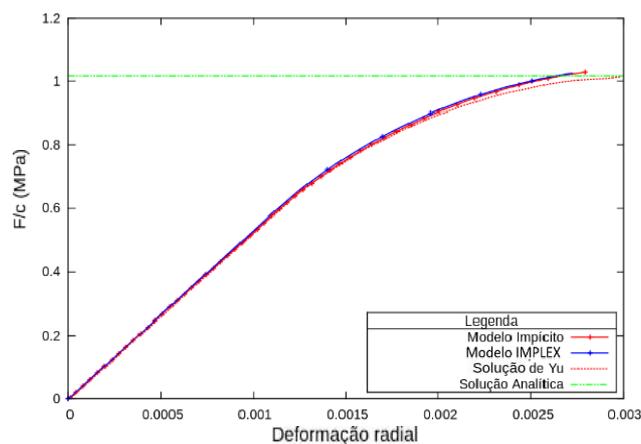


Figura 3 – Relação Carga x Deslocamento.

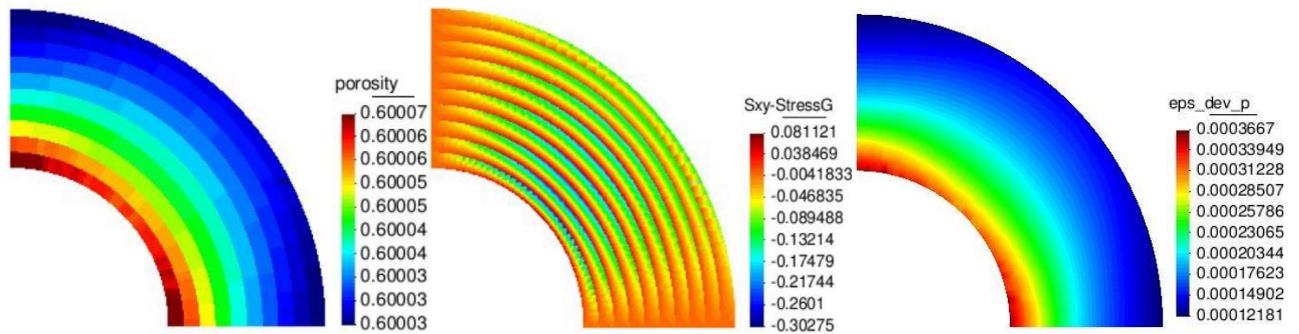


Figura 4 – Porosidade, Tensões Cisalhantes e Deformação Plástica do Modelo com Integração Implícita.

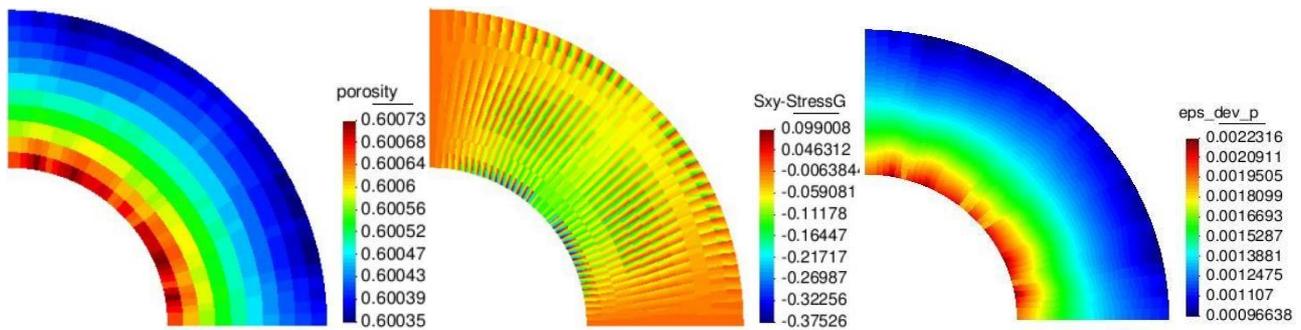


Figura 5 – Porosidade, Tensões Cisalhantes e Deformação Plástica do Modelo com Integração IMPLEX.

## 4.1.1 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DO IMPLEX AO INCREMENTO DE TEMPO

Para avaliar a sensibilidade do algoritmo foram realizadas comparações entre as formulações implícita e IMPLEX com passos de tempo variando de 0,01s, 0,1s até 1s.

São apresentados a seguir resultados que demonstram a evolução do passo de tempo da modelagem, a envoltória de Druker-Prager, a evolução da tensão desviadora com a deformação, e a evolução das tensões verticais com o tempo.

Na Figura 6 o algoritmo se mostra sensível ao aumento passo de tempo para o mesmo valor de tolerância ( $F_{tol}$ ) de 0,02.

Assim como as tensões, as deformações e a função de fluência são atualizadas a partir dos valores de tensão e deformação do passo de tempo anterior e a solução do algoritmo do IMPLEX resolve o sistema com erro acumulado.

Em função desse erro acumulado, quanto maior for o incremento de tempo, maior o erro associado e mais o estado de tensões se afasta da envoltória de ruptura.

Na Envoltória de Druker-Prager, Figura 7, fica evidente que o modelo Implícito é coerente com o estado de tensões da envoltória de plastificação do material, pois a cada passo de tempo são realizados cálculos com as variáveis do passo de tempo atual. Já no modelo IMPLEX o material passa a exibir um estado de tensões que viola significativamente a envoltória, o que é esperado para os incrementos de tempo utilizados. Isso pode ser observado também na Figura 8 e na Figura 9.

Em todos os gráficos de tensões observa-se que o salto no campo das tensões é maior quanto maior for o incremento de tempo, porém, com a existência do controle do passo de tempo, o estado de tensões é forçado a retornar ao comportamento de plastificação admissível.

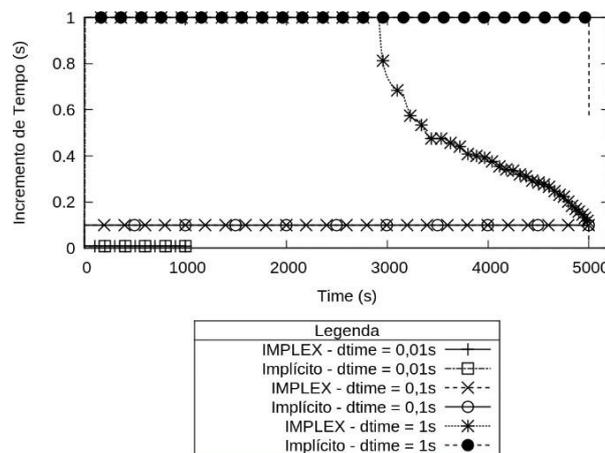


Figura 6 - Evolução do Passo de Tempo.

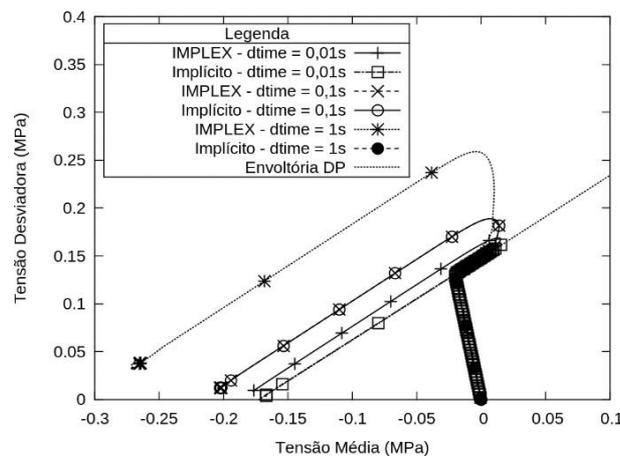


Figura 7 – Envoltória de Druker-Prager.

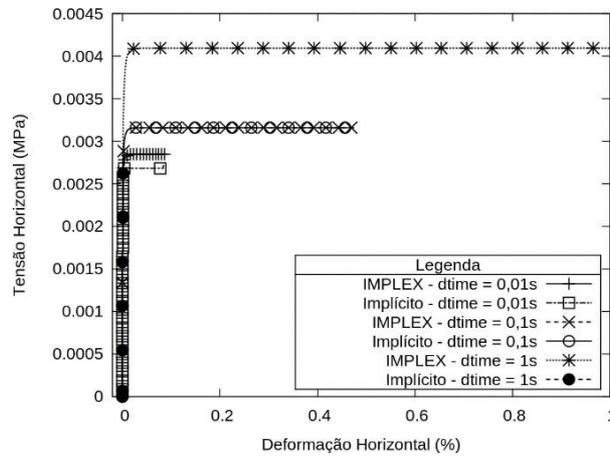


Figura 8 – Tensão x Deformação.

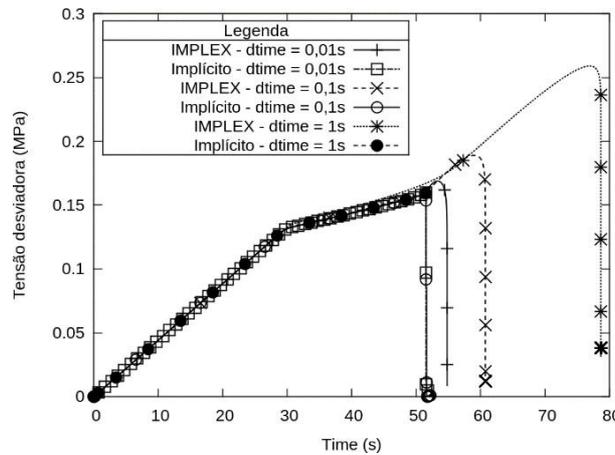


Figura 9 – Tensão Desviadora x Tempo.

## 4.1.2 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DO IMPLEX AO FATOR DE TOLERÂNCIA

O fator de tolerância controla o estado de tensões à medida que reduz o incremento de tempo, Figura 10, e conseqüentemente o erro associado ao salto no campo das tensões. Fez-se necessário, por tanto, avaliar a sensibilidade do algoritmo a esse fator e para isso foram realizadas análises com tolerâncias ( $F_{tol}$ ) distintas para dois valores de incremento de tempo, 1E-02s e 1E-00s.

A primeira análise foi para o dtime de 1E-00s. Na Figura 111 está o comparativo entre as soluções do IMPLEX com diversas tolerâncias diferentes e a solução analítica.

Ainda na Figura 101, comparando com a solução analítica, observa-se que a solução se encontra com erro aproximado de 60% para a tolerância de 1E-05, de 61% para a tolerância de 1E-04, e de 62% para a solução com a tolerância de 1E-03.

À medida em que o algoritmo permite uma violação da superfície de ruptura as tensões atingem valores mais altos, Figura 12, de modo que fica claro uma falsa resistência superior à tensão máxima da solução analítica.

Está claro que, quanto maior a tolerância, mais as tensões atingem valores maiores sem reduzir o incremento de tempo, e, conforme a Figura 13, mais a envoltória de ruptura é violada. Quanto menor essa tolerância,  $F_{tol} = 2.0E-05$ , fica claro que a solução segue a trajetória de tensões de forma coerente.

Semelhante aos resultados para o incremento de tempo de  $1E-00s$ , para o incremento de tempo de  $1E-02s$  pode-se observar que o comportamento do estado de tensões é semelhante ao anterior, porém, por haver nessa modelagem um incremento de tempo 100 vezes menor, as tensões evoluem a patamares inferiores, como esperado.

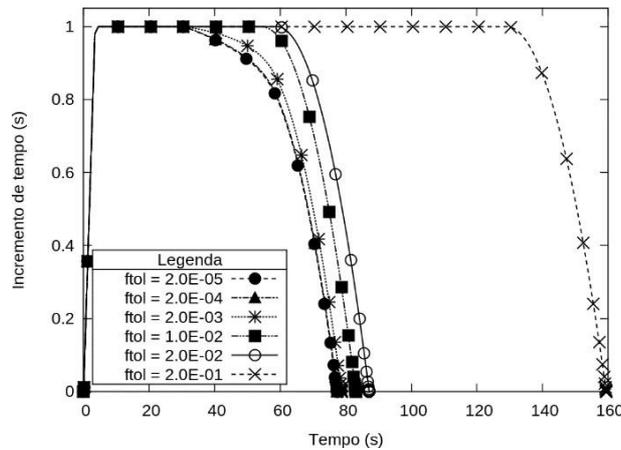


Figura 10 – Dtime x Tempo, dtime =  $1E-00s$ .

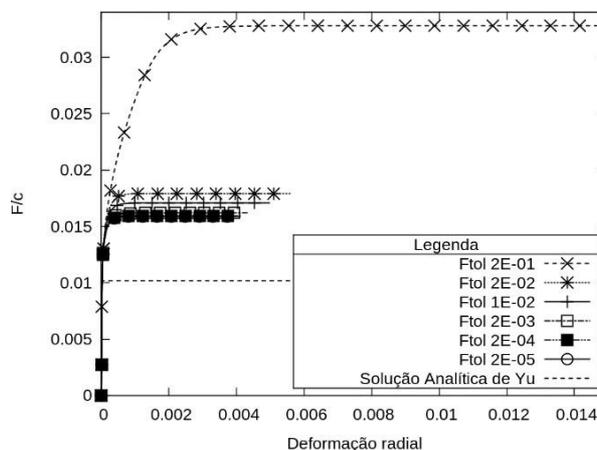


Figura 11 – Força x Deformação, dtime =  $1E-00s$

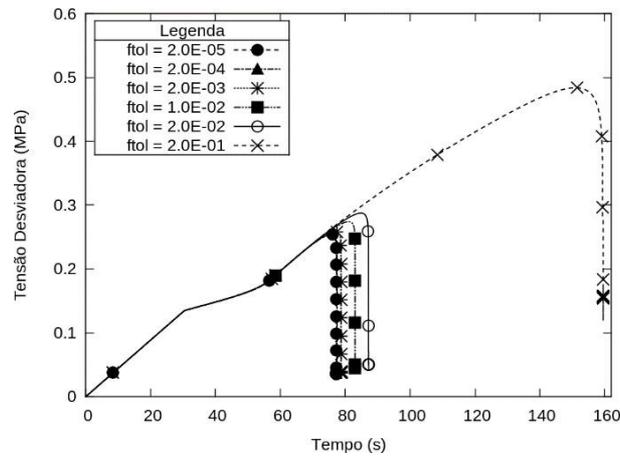


Figura 12 – Tensão Desviadora x Tempo, dtime = 1E- 00s.

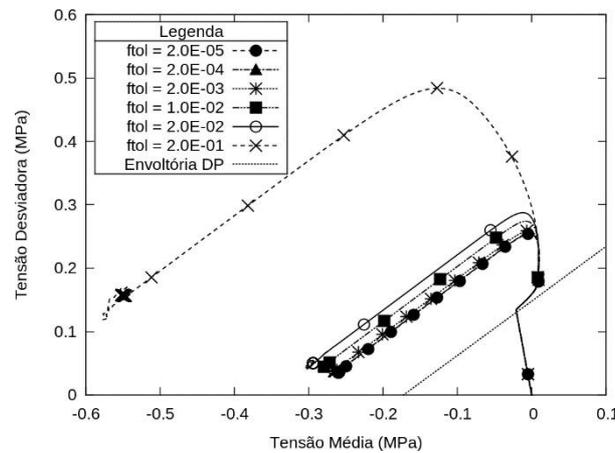


Figura 13 – Envoltória de Druker-Prager, dtime = 1E-00s

Na Figura 14, comparando com a solução analítica, observa-se que a solução se encontra com erro aproximado de 10% para o resultado com a tolerância de 1E-05, 10,2% para a tolerância de 1E-04, e com erro de 11% para a solução com a tolerância de 1E-03.

Na Figura 15 pode-se notar que o incremento de tempo reduz para o tempo de análise aproximado a 54 segundos para as tolerâncias inferiores a 1E-02, mostrando uma correlação entre a tolerância e o incremento de tempo inicial.

Na Figura 16 pode ser observado que a tensão máxima desviadora é a mesma para todas as tolerâncias avaliadas, diferentemente do comportamento com incremento de tempo maior visto anteriormente. No momento que a tensão desviadora atinge o máximo, o estado de tensões atinge

a envoltória de ruptura e esse é o momento que a superfície de fluência é violada e o algoritmo força o retorno.

E seguindo esse raciocínio, por fim, na Figura 17, pode-se observar que quanto maior a tolerância mais o estado de tensões viola a envoltória de ruptura.

Observa-se, também, que existe um padrão de comportamento das tensões com a variação da tolerância pois, para um dtime 100 vezes menor, a trajetória se mantém próxima à solução até a tolerância de 2E-03, para valores maiores de tolerância a trajetória viola a superfície de ruptura com erros grosseiros se comparados a esses.

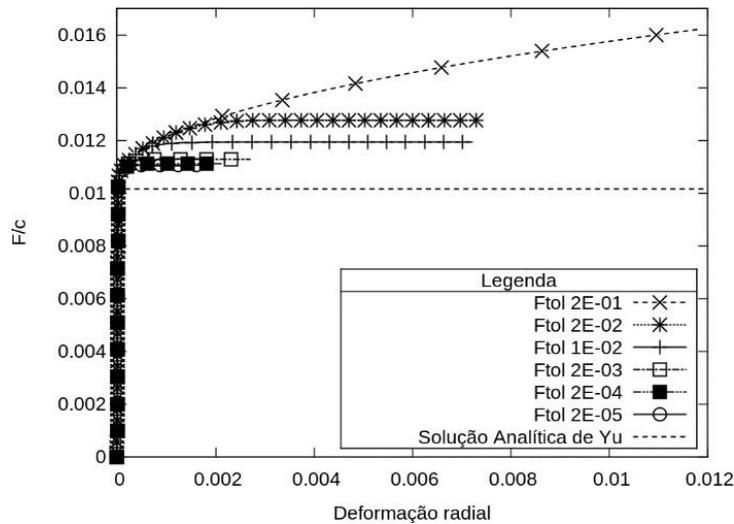


Figura 14 – Força x Deformação, dtime = 1E-02s.

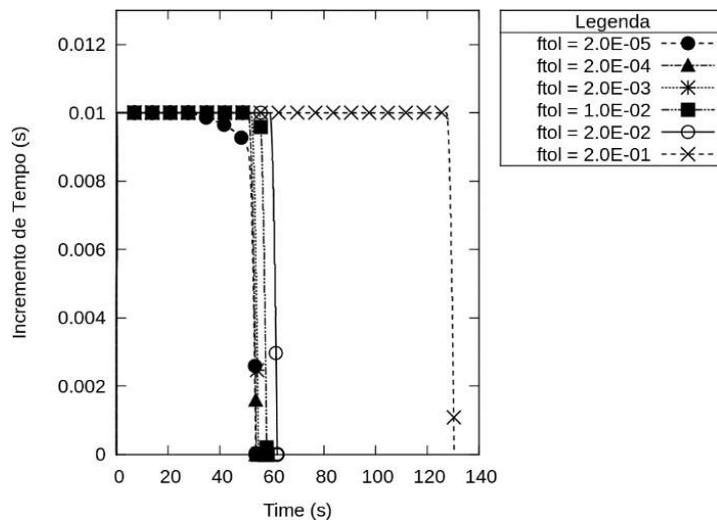


Figura 15 – Evolução do Incremento de Tempo com o Tempo para dtime de 1E-02s.

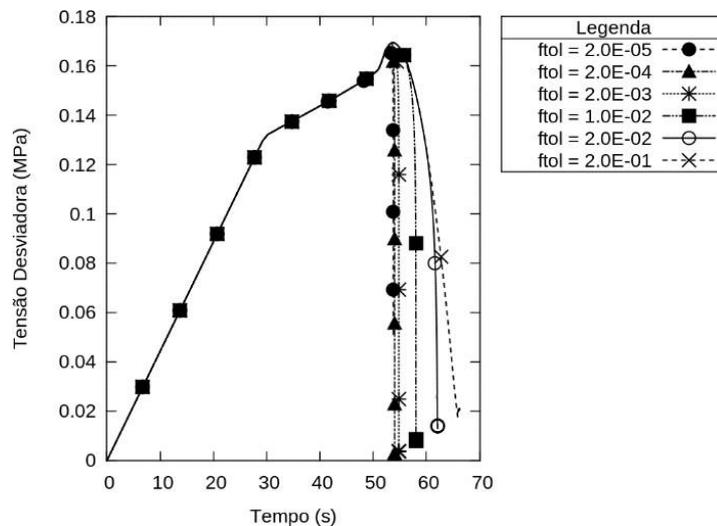


Figura 16– Evolução do Estado de Tensão Desviadora com dtime de 1E-02s.

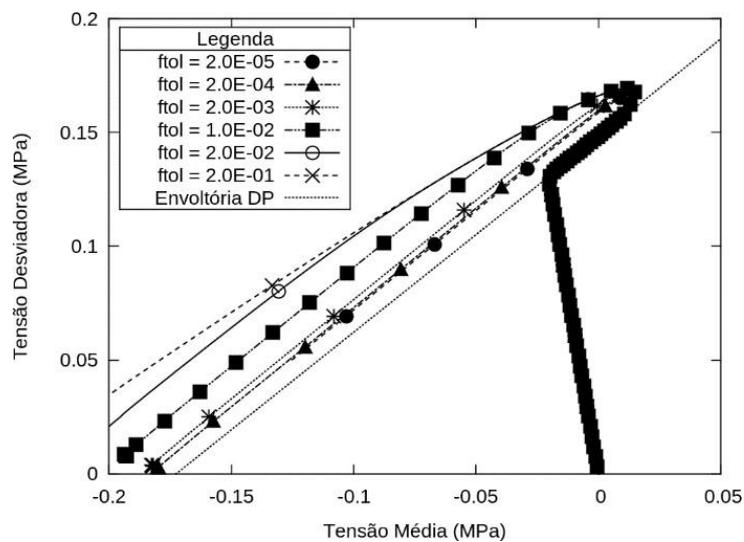


Figura 17 –Envoltória de Druker-Prager com dtime de 1E-02s.

Na Tabela 2 está o comparativo dos erros absolutos (abs.) e relativos (rel.), em relação à envoltória de ruptura, obtidos para um valor de tensão média de -0,1 MPa para o dtime de 1E-00 segundos e na Tabela 3 para uma tensão média de -0,05 MPa e dtime de 1E-02 segundos. Nas Tabelas 4 e 5 pode ser observado a análise quanto ao desempenho computacional do algoritmo IMPLEX.

Observa-se que a maior eficiência da modelagem se dá em  $F_{tol} = 2E-03$ , já que para valores menores do que esse o valor da solução se encontra a mesma e também por ser a tolerância que possui menor número de iterações e menor tempo de máquina entre as tolerâncias (2E-03, 2E-04 e 2E-05) que tiveram a melhor solução para a modelagem.

Tabela 2 – Erros obtidos na Envoltória de Druker-Prager para o dtime 1E-00s.

F_tol	2,00E-01	2,00E-02	1,00E-02	2,00E-03	2,00E-04	2,00E-05
Valor Abs. (MPa)	0,03	0,28	0,3	0,32	0,32	0,33
Erro Abs. (MPa)	0,46	0,21	0,19	0,17	0,17	0,16
Erro Rel.	4,2	1,67	1,48	1,3	1,26	1,24

Tabela 3 – Erros obtidos na Envoltória de Druker-Prager para o dtime 1E-02s.

F_tol	2,00E-01	2,00E-02	1,00E-02	2,00E-03	2,00E-04	2,00E-05
Valor Abs(MPa)	0,015	0,015	0,022	0,034	0,038	0,039
Erro Abs (MPa)	0,134	0,135	0,128	0,115	0,112	0,11
Erro Rel.	0,33	0,33	0,26	0,14	0,1	0,09

Tabela 4 – Eficiência do Algoritmo para o dtime 1E-00s.

F_tol	2,00E-01	2,00E-02	1,00E-02	2,00E-03	2,00E-04	2,00E-05
CPUTIME	16,11	11,09	21,37	24,26	25,97	26,69
NTITER	169	192	204	242	284	296
TIME	77	77	77	77	77	77

Tabela 5 – Eficiência do Algoritmo para o dtime 1E-02s.

F_tol	2,00E-01	2,00E-02	1,00E-02	2,00E-03	2,00E-04	2,00E-05
CPUTIME	354,54	361,74	451,56	527,144	583,04	654,73
NTITER	5.403	5.403	5.403	5.439	5.606	8.171
TIME	54	54	54	54	54	54

## 4. CONCLUSÃO

Foi realizada a validação do algoritmo de integração implícita-explícita (IMPLEX) para o cálculo das equações constitutivas do modelo elasto-plástico segundo o critério de ruptura de Drucker-Prager no programa de elementos finitos, *in house*, CODE-BRIGHT para ser utilizado na descontinuidade embebida.

Foi comparada a solução numérica com a solução analítica do algoritmo através da modelagem do caso clássico de expansão de cavidade no qual foi verificada a solução numérica com cerca de 1% de erro relativo à solução analítica. A eficiência do algoritmo através do Número Total de Iterações (NTITER) e do Tempo Total de processamento em CPU requerido pelos esquemas de integração (CPU Time) foi verificada para valores de incremento de tempo de 1E-00s, 1E- 01s, 1E-02s e para valores fator de tolerância de 2E-01, 2E-02, 1E-02, 2E-03, 2E-04 e 2E-05 ao fim do processo total da análise.

Constatou-se que quanto menor o incremento de tempo e o fator de tolerância, mais próxima a resposta do algoritmo IMPLEX fica da solução analítica, mas existem valores ótimos de incremento de tempo de 1E-03 e de tolerância de 2E-03, sendo mutáveis de acordo com o cenário avaliado.

Com isso concluiu-se que o algoritmo é estável e eficiente para a modelagem de problemas elasto-plástico com o modelo de Druker-Prager.

## AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Laboratório de Métodos Computacionais e Geomecânica (LMCG), à Universidade Federal de Pernambuco (UFPE) e à Fundação de Amparo à Ciência e Tecnologia do Estado de Pernambuco (FACEPE) pelo apoio e pelos recursos fornecidos durante a pesquisa.

## REFERÊNCIAS

Beserra, L. de S. (2010) Implementação de Algoritmos de Integração Implícita para Modelos Constitutivos Elasto- Plásticos na Simulação Geomecânica. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, 93 p.

Beserra, L. de S. (2015) Análise Hidromecânica do Fraturamento Hidráulico via Elementos Finitos com Descontinuidades Fortes Incorporadas. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, 158 p.

Gomes, I. F. (2006) Implementação de métodos explícitos de integração com controle de erro para modelos elasto- plásticos e visco-elasto-plásticos. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, 121 p.z

Hjjaj, M., Lyamin, A.V., Sloan, S.W. (2003) Calculation of the Ny bearing capacity factor by F.E. limit analysis Proceedings of the Seventh International Conference on Computational Plasticity (COMPLAS 2003), CIMNE, Barcelona, Spain.

Alejano, L. R., Bobet, A. (2012) Druker-Prager Criterion. Rock Mechanics and Rock Engineering 45:995–999. DOI 10.1007/s00603-012-0278-2

Nóbrega, L. D. O. (2008) Modelagem Hidro-mecânica de estruturas de concreto afetada pela reação álcali- agregado. Tese de Doutorado: Programa de Pós- Graduação de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco.

Olivella, S., Gens A., Carrera J. and E.E. Alonso (1995) Numerical formulation for a simulator (CODE\_BRIGHT) for the coupled analysis of saline media. Engineering Computations, v.13, p. 87-112.

Oliver, J.; Huespe, A. E.; Cante, J. C. (2008) Implicit/Explicit Integration Scheme to Increase Computability of Non-Linear Material and Contact/ Friction Problems. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol. 197, p. 1865-1889.

Souza Neto, E. D.; Peric, D.; Owens, D. (2008) Computacional Methods for Plasticity: Theory and Applications, Chichester: John Wiley & Sons Ltd.

Sun, X., Guo, X., Shao, L. and Yanghui, L. (2016) Drucker-Prager Elasto-Plastic Constitutive Model for Methane Hydrate-Bearing Sediment, Trans. Tianjin Univ. Vol. 22, p. 441-450.

Yu, H. S., Houlsby, G. T., (1991) Finite Cavity Expansion in Dilatant Soils: Loading Analysis, Géotechnique, Vol. 41, No. 2, p. 173-183.

Zhu, J., Peng, K., Shao, J.F. and Liu, H. (2012). Improved slope safety analysis by new Drucker-Prager type criterion, J. Cent. South Univ. Technol. Vol 19, p. 1132-1137.

# Capítulo 28

## PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA DE UMA FUNDAÇÃO EM ESTACA HÉLICE CONTÍNUA APOIADA SOBRE SOLO MOLE: UM ESTUDO DE CASO

*Kelly Oliveira Dias (Universidade Federal de Sergipe)*

*Erinaldo Hilário Cavalcante (Universidade Federal de Sergipe)*

*Victor Carlos Santos Barbosa (Universidade Federal de Sergipe)*

*Oswaldo de Freitas Neto (Universidade Federal de Sergipe)*

*Carlos Rezende Cardoso Júnior (Universidade Federal de Sergipe)*

*Filadelfo Araújo Prata Júnior (Procuradoria da República em Sergipe)*

**Resumo:** Este artigo apresenta uma análise de um projeto de fundações profundas, em estacas do tipo hélice contínua monitorada, a ser executadas em perfil geotécnico estratificado, com presença de solos moles e alagadiços. Trata-se de um estudo de caso do projeto de fundações da nova sede da Procuradoria do Ministério Público Federal na cidade de Aracaju, estado de Sergipe. O estudo foi realizado com base nos documentos fornecidos pelo Ministério Público, o qual disponibilizou sondagens, atas de reuniões, plantas do projeto, memoriais descritivos, entre outros, o que propiciou uma análise fundamentada desde o projeto concebido inicialmente até a avaliação dos problemas de caráter executivo. A análise baseou-se na comparação entre os resultados obtidos da aplicação de seis métodos de previsão da capacidade de carga dos elementos de fundação, em que se constatou grande variabilidade nos valores obtidos, havendo, entretanto, somente um método que satisfaz à capacidade de carga necessária para suportar a solicitação advinda da superestrutura,

com os dados do dimensionamento dos elementos estruturais adotados para as fundações em análise.

**Palavras-chave:** Fundações, Hélice Contínua, Capacidade de Carga.

## 1. INTRODUÇÃO

A atual complexidade das obras de engenharia civil tem-se recorrido a técnicas construtivas cada vez mais econômicas, seguras e eficazes em tempo hábil, situação que é reflexo de um mercado consumidor cada vez maior e mais exigente. Neste cenário, a engenharia de fundações vem evoluindo pela busca de soluções tecnicamente viáveis, com elevada produtividade e que garantam bom desempenho da fundação em qualquer tipo de solo.

Sabe-se que o elevado crescimento das cidades tem induzido ao uso intensivo dos espaços urbanos, tanto pela iniciativa pública quanto pelo setor privado, áreas que muitas vezes são oriundas de mangues ou outros terrenos alagadiços, em geral, de solos compressíveis e/ou com baixa resistência. Qualquer fundação apoiada em solos moles deve ser projetada com precauções adicionais, de forma que a magnitude dos recalques decorrentes estejam dentro dos limites aceitáveis para a obra. Como esses solos são, quase sempre, heterogêneos, na maioria dos casos é necessário se projetar com fundação profunda para se atingir camadas que suportem suficientemente a solicitação da superestrutura.

O crescente uso de estacas tipo hélice contínua em Aracaju, cidade litorânea com muitas áreas de solos compressíveis, motivou a realização deste trabalho, focado no estudo de caso desse tipo de estaca instalada em perfil geotécnico altamente variegado, com presença de solo mole, a obra das fundações da nova sede da Procuradoria da República em Sergipe. Para isso, foram levantados dados como as características estruturais da obra e do subsolo, os memoriais de cálculo do projeto, relatórios técnicos e outros documentos considerados pertinentes à análise.

## 2. CONTEXTUALIZAÇÃO

### 2.1 ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA

As estacas do tipo hélice contínua são estacas de substituição, moldadas “in loco”, executadas mediante operação de um trado contínuo helicoidal.

Essas estacas, introduzidas no Brasil desde 1987 (PENNA *et al.*, 1999), têm apresentado ampla utilização e divulgação no segmento da construção civil nos últimos anos. Observou-se aumento do seu uso principalmente em grandes centros urbanos, devido às vantagens e facilidades que seu processo construtivo oferece, como: alta produtividade e ausência de ruído ou vibrações nas edificações vizinhas.

## 2.2 CAPACIDADE DE CARGA

Em projetos de fundações é necessário determinar a capacidade de carga dos seus elementos, sendo prática comum entre projetistas adotar métodos semi-empíricos desenvolvidos para este fim.

Existem vários métodos de cálculo que podem estimar a carga última de profundações profundas. No caso particular da estaca hélice contínua, podem ser utilizados alguns métodos gerais, que se aplicam a vários tipos de estacas, em que se destacam os métodos descritos por Aoki e Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978), Velloso (1981) e Teixeira (1996). Existem também outros métodos de capacidade de carga específicos para estacas hélice contínua dispostos na literatura, como o método de Antunes e Cabral (1996) e o método de Alonso (1996).

## 3. ESTUDO DE CASO

### 3.1 DESCRIÇÃO DO OBJETO DE REFERÊNCIA

O projeto de fundação objeto deste artigo foi o concebido para a edificação da nova sede da Procuradoria da República no Estado de Sergipe (PRSE), situada na capital Aracaju. O empreendimento analisado é composto por uma torre de 11 (onze) pavimentos, cuja solução estrutural adotada foi do tipo concreto armado convencional. O prédio foi concebido com 92 pilares com cargas variando entre 35,0 kN (P83) e 9.670,0 kN (P49), perfazendo uma carga total de 251.760,0 kN, com tensão média aplicada no terreno da ordem de 100 kN/m<sup>2</sup>. As cargas dos pilares são transferidas ao solo através de 71 blocos de fundação apoiados em elementos estruturais do tipo estaca hélice contínua.

Para o reconhecimento do subsolo da área em estudo, foram realizados oito furos de sondagem SPT, com profundidades variando entre 34,45 m e 49,96 m. O terreno de implantação está localizado numa região formada por areias fofas e solos moles, alagadiços, com origem em manguezais, encontrados entre as cotas +0,28 e +0,46. O nível d'água é superficial, situando-se entre 0,38 m (SP-07) e 1,18 m (SP-05A), suscetível a pequenas alterações em função do regime das marés.

A análise das sondagens revela um terreno bastante heterogêneo e de difícil caracterização. Os dados de cinco, dos oito boletins de sondagem foram compilados para conceber o perfil do subsolo (Figura 1), buscando-se destacar sua estratigrafia.

É conveniente destacar o perfil estratigráfico da sondagem SP-05A, uma vez que este foi o perfil geotécnico utilizado como base para o dimensionamento das fundações.

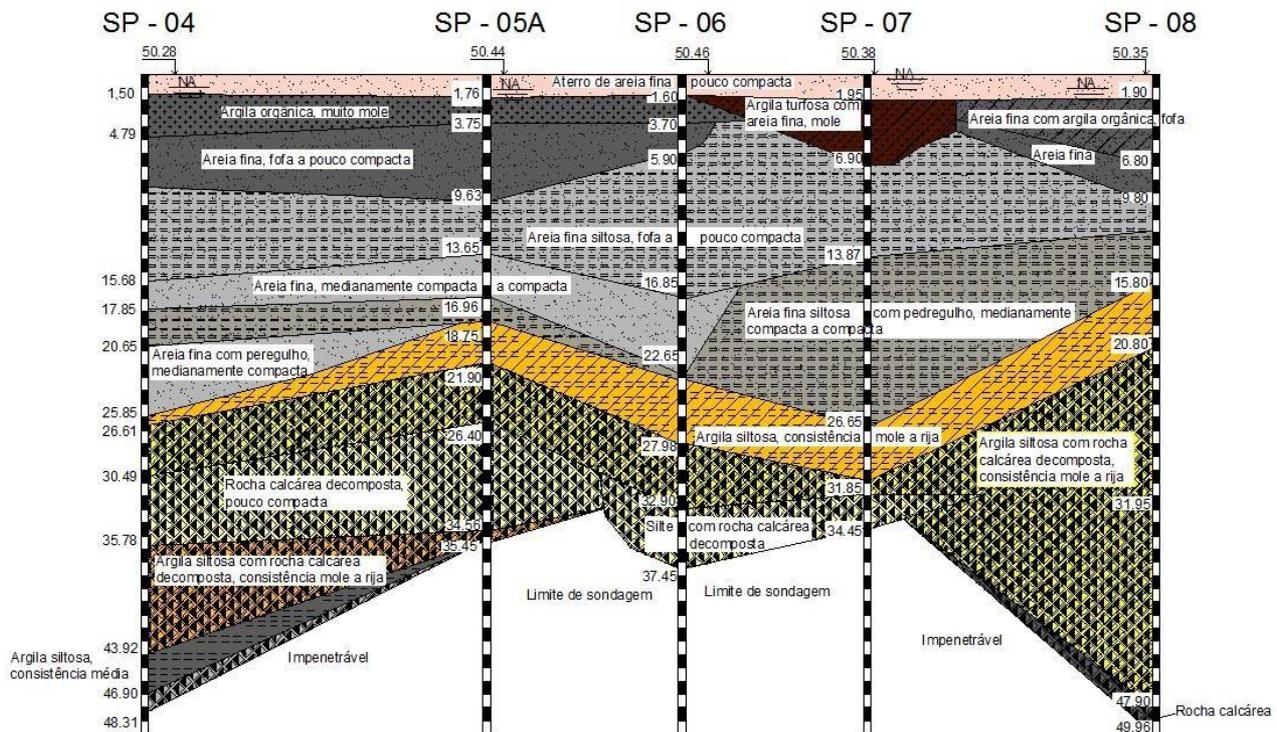


Figura 1 - Perfil de sondagem SPT do subsolo da obra.

O furo SP-05 foi interrompido aos 36,45 m devido à fuga d'água, ocorrendo o mesmo com o furo deslocado SP-05A, interrompido aos 35,45 m. Por esse motivo, este último foi considerado o perfil de sondagem SPT mais desfavorável pelo projetista, razão pela qual o mesmo foi adotado nas análises contidas neste trabalho.

## 3.2 PROJETO DE FUNDAÇÃO OBJETO DESTE ESTUDO

Com base nos dados da investigação geotécnica e nas elevadas cargas provenientes da estrutura, o projetista adotou fundação profunda como solução, usando estacas do tipo Hélice Contínua Monitorada (HCM).

O projeto de fundações foi concebido com 241 estacas, de diâmetros variando entre 30 cm e 120 cm, e comprimentos variando entre 18 m e 27 m. Um total de 71 blocos foram dimensionados para fazer a ligação das estacas à superestrutura.

### 3.2.1 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

Para este trabalho foram avaliadas as estacas que compõem dois blocos de fundação adjacentes: o bloco B1, projetado para transmitir os esforços dos pilares P31+P32+P48+P49+P64+P65; e bloco B2,

dimensionado para receber os pilares P46+P47. A opção pela análise destes blocos está baseada no fato que se trata de estruturas de fundação com dimensões muito diferentes e relativamente próximos. Além disso, sobre estes já havia uma análise de previsão de recalques e distorção angular feita por outro profissional da engenharia de fundações.

O bloco B1 é composto por 24 estacas de 120 cm de diâmetro e 27 m de comprimento, com uma carga total de 50.450,0 kN, sendo o maior bloco de fundação do projeto, com 10,40 m de largura e 16,40 m de comprimento. Por outro lado, o bloco B2, transfere uma carga total de 6.610,0 kN a 4 estacas de 90 cm de diâmetro e 27 m de profundidade cada.

A previsão da capacidade de carga das estacas do projeto foi realizada empregando-se o método de Décourt-Quaresma (1978), com base na sondagem SP-05A. O projetista considerou uma carga de trabalho de 2300 kN para cada estaca do bloco B1. Segundo seu memorial de cálculo, as estacas com 120 cm de diâmetro só apresentavam essa capacidade aos 27 m de profundidade.

Cabe destacar que a parcela da resistência de ponta das estacas foi desprezada pelo projetista. Logo, considerou-se, neste caso, que os esforços axiais de compressão serão resistidos somente pelo atrito lateral no fuste das estacas, sendo estas classificadas como estacas flutuantes. Essa consideração é sustentada pelo fato da ponta da estaca não atingir uma camada de solo com resistência significativa.

A mesma consideração é feita para os outros blocos da fundação. As estacas do bloco, assim como as estacas de 120 cm de diâmetro, também estão a uma profundidade de 27 m, e são classificadas como estacas flutuantes.

Destaca-se ainda, que a análise inicial do projetista especificou que as estacas deveriam ser armadas ao longo de todo o seu comprimento, no caso dos blocos B1 e B2, ou seja, ao longo dos 27 m de extensão, do topo à ponta, o que sugere ser desnecessário.

Quanto às previsões dos recalques total e diferencial, estas foram feitas, segundo o projetista das fundações contratado inicialmente, com o uso de um programa computacional que considera a interação solo- estrutura, aplicando o método dos elementos finitos. Entretanto, estes autores não localizaram nenhum memorial de cálculo que expusesse os detalhes dos resultados apresentados.

### 3.2.2 BREVE HISTÓRICO DESSE PROJETO DE FUNDAÇÃO

Após a licitação do empreendimento, alguns questionamentos foram levantados pela empresa construtora, quanto à exequibilidade das fundações e a estabilidade estrutural da edificação. Um

engenheiro civil (geotécnico) experiente, que presta consultoria na área de fundações, foi contratado pela construtora para analisar o projeto, e apresentar suas considerações sobre a viabilidade técnica de execução, as quais são relatadas a seguir.

Primeiramente, a solução em estaca hélice com diâmetro de 120 cm, comprimento de até 27 m, e armação em todo o comprimento da estaca foi considerada inadequada para essa obra por razões de execução, das particularidades geotécnicas locais e da estabilidade estrutural.

Foi também contestada a opção da escolha de estacas com diâmetro de 120 cm, em virtude da carência de equipamentos na região nordeste com capacidade para execução de HCM com esse porte. Destacou-se ainda, a impossibilidade para se introduzir a armadura por toda a extensão da estaca, tendo-se em vista as dificuldades impostas pelo processo.

Foi enfatizado que o comprimento da armação não se justificava em virtude do carregamento do prédio, e os esforços de flexão em estacas desse tipo de estrutura são desprezíveis a partir de profundidades na faixa de 6 m a 9 m, existindo prédios em Aracaju mais altos e mais esbeltos que esse, também com estacas hélice contínua, porém, armadas somente no trecho superior.

Foi discutido também que as grandes variações das propriedades geotécnicas do terreno, tanto em planta quanto em profundidade, dificultariam o critério de paralisação das estacas. Havendo inclusive, casos de estacas com ponta em solo argiloso mole, com repercussão nos recalques, inclusive ao longo do tempo.

O consultor da Construtora realizou também uma avaliação complementar, fazendo a previsão dos recalques dos blocos B1 e B2, da fundação projetada, empregando os métodos de Aoki-Lopes (1975) e da NBR 6122 (2010).

No método de Aoki-Lopes (1975) admitiu-se estacas tipo flutuantes com comprimento de 16 m. Já no método da NBR 6122 (2010) admitiu-se que toda a carga do bloco seria transferida a 18 m de profundidade (1/3 do comprimento das estacas a partir da ponta). O relatório de sondagem utilizado foi SPT-05, e os resultados obtidos foram os seguintes:

- I. O recalque absoluto calculado para o bloco B1 varia de 79 mm a 66 mm dependendo do método. Para o bloco B2, o recalque absoluto calculado pelo Método de Aoki-Lopes (1975) foi igual a 12 mm.

- II. O recalque diferencial calculado entre os pilares P47 e P48 foi igual a 67 mm e a distorção angular foi igual a  $1/108$ , sendo este valor maior que o limite tolerável para o aparecimento de danos estéticos e estruturais em estruturas aporticadas de concreto armado.

Diante deste cenário de resultados e questionamentos, foi colocada em evidência que o projeto poderia não atender ao critério de deformações toleráveis, ensejando a possibilidade da ocorrência de patologias intoleráveis à edificação. Para eliminar tal possibilidade, foi sugerido que o comprimento das estacas fosse aumentado até ser encontrada a camada de calcário, que no local está entre 42 m e 48 m de profundidade.

Devido à grande repercussão quanto à estabilidade estrutural do projeto, reuniões aconteceram entre os envolvidos para discutir tecnicamente os questionamentos levantados. Nelas foi atestada a impossibilidade de se executar estacas com o comprimento das armaduras tão longas, além de ser este um aspecto considerado desnecessário para se atingir o bom desempenho da estaca. O projetista reavaliou a situação e modificou o comprimento das ferragens para 16 m de profundidade. Entretanto, ficou ainda a possibilidade de, caso ainda existissem dificuldades de inserção, seria permitida uma profundidade mínima de 12 m da armadura.

Em relação às discussões técnicas sobre os recalques, o projetista manteve sua posição, argumentando que todos os cálculos relativos à avaliação da segurança do conjunto superestrutura/fundação atendem aos requisitos das normas brasileiras, e que os resultados estão dentro dos limites aceitáveis. Além disso, foi relatado que os questionamentos divergentes com relação à avaliação dos recalques absolutos e diferenciais apresentados pela construtora, ocorrem porque os parâmetros adotados nas previsões foram os das situações mais desfavoráveis, enquanto que o projetista adota parâmetros medianos e leva em consideração a interação do conjunto superestrutura/fundação, o que, de acordo com aquele projetista, dessa forma, os dados são mais abrangentes.

Diante dessa conjuntura, ficou determinado que a construtora seguisse o projeto, visto que, apesar dos questionamentos, o projetista se recusou a atender a solicitação de aumentar o comprimento da estaca ou utilizar outra solução para a fundação, como por exemplo, estacas metálicas, solução também sugerida pela consultoria. O projetista continuou, portanto, contra-argumentando que o projeto foi analisado e o mesmo atende aos requisitos técnicos e segurança das normas brasileiras.

## 4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste item serão apresentados e analisados os resultados das previsões da capacidade de carga e recalque dos blocos B1 e B2. Entretanto, devido à indisponibilidade de resultados de prova de carga, visto que ela ainda não foi realizada, não foi possível se fazer comparações entre as previsões, os dados de projeto e a verificação de desempenho em campo.

### 4.1 ESTIMATIVAS DA CAPACIDADE DE CARGA

As previsões da capacidade de carga foram realizadas utilizando seis diferentes métodos de cálculo semi-empíricos: i) Aoki & Veloso (1975); ii) Décourt & Quaresma (1978); iii) Velloso (1981); iv) Teixeira (1996); v) Alonso (1996) e vi) Antunes & Cabral (1996).

Os parâmetros do solo foram baseados na sondagem SP-05A, adotada como referência, cujo perfil geotécnico foi dividido em 7 camadas de solo, conforme discriminado e mostrado na Tabela 1.

Tabela 1. Perfil geotécnico da sondagem SP-05A dividido em 7 camadas.

CAMADA	COTA	TIPO DE SOLO	CONSISTÊNCIA / COMPACIDADE
1	até 2 m	Areia siltosa	Pouco compacta
2	2 a 4 m	Argila	Muito mole
3	4 a 13 m	Areia siltosa	Fofa a medianamente compacta
4	13 a 17 m	Areia	Medianamente compacta a compacta
5	17 a 19 m	Areia siltosa	Fofa a pouco compacta
6	19 a 26 m	Argila siltosa	Mole a média
7	26 a 36 m	Argila siltosa	Média

Conforme frisado, o bloco B1 possui uma carga solicitante de 50.540 kN. Dividindo-se essa carga pelo número total de estacas que compõe o bloco, tem-se uma carga de trabalho de 2.100 kN para cada estaca isoladamente. De acordo com os dados constantes do projeto, as estacas de 120 cm de diâmetro apresentam resistência teórica suficiente aos 27 m de profundidade. Levando-se em consideração esse fato, a capacidade de carga das estacas para o bloco foi recalculada para esse

comprimento, de forma a certificar a profundidade escolhida. Os valores obtidos nesse retro análise estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 2. Resultados dos métodos para estacas de 120 cm.

MÉTODO DE CÁLCULO	CARGA LATERAL (kN)	CARGA DE PONTA (kN)
Velloso (1981)	4137	462
Aoki-Velloso (1975)	2427	871
Décourt-Quaresma (1978)	2952	599
Teixeira (1996)	3031	746
Alonso (1996)	3082	749
Antunes e Cabral (1996)	2780	792
<b>MÉDIA</b>	<b>3068,2</b>	<b>703,2</b>
<b>DESVIO PADRÃO</b>	<b>574,7</b>	<b>147,7</b>
<b>COEFICIENTE DE VARIAÇÃO</b>	<b>0,19</b>	<b>0,21</b>

Apesar das estacas terem sido consideradas flutuantes, nota-se pelos resultados mostrados na Tabela 2, que a carga de ponta apresenta significância em comparação à carga total resistida pelo sistema solo-estaca, com o equivalente a cerca de 23% da resistência lateral. Além disso, são observados coeficientes de variação medianamente significativos, de 19% para a carga lateral, a 21% para a carga de ponta, refletindo a heterogeneidade do solo e da variabilidade dos resultados apresentados pelos métodos.

Para avaliar a hipótese do projetista, também desconsiderou-se a parcela da ponta nesta pesquisa, considerando que toda a carga total da estaca seria absorvida pelo fuste. Aplicando-se um fator de segurança igual a 2,0, estabelecido pela NBR 6122 (2010), obteve-se as cargas de trabalho conforme mostrado na Tabela 3.

Tabela 3. Cargas de trabalho das estacas de 120 cm de diâmetro

MÉTODO DE CÁLCULO	CARGA LATERAL (kN)	CARGA DE TRABALHO (kN)
Velloso (1981)	4137	2069
Aoki-Velloso (1975)	2427	1214
Décourt-Quaresma (1978)	2952	1476
Teixeira (1996)	3031	1516
Alonso (1996)	3082	1541
Antunes e Cabral (1996)	2780	1390
<b>MÉDIA</b>	<b>3068,2</b>	<b>1534,1</b>
<b>DESVIO PADRÃO</b>	<b>574,7</b>	<b>287,4</b>
<b>COEF. VARIAÇÃO</b>	<b>0,19</b>	<b>0,19</b>

Analisando-se os dados da Tabela 3, verifica-se que nenhum método garante que a solicitação em cada estaca (2.100 kN) seja inferior à carga de trabalho prevista. Nesta estimativa, o método tradicional de Velloso (1981) foi o que mais se aproximou da carga solicitante, tendo uma diferença para menos igual a 31 kN em relação à carga solicitante. Aumentando-se o comprimento da estaca para 28 m, o método de Velloso (1981) apresentaria uma carga de trabalho igual a 2139,5 kN, indicando que para essa profundidade não haveria ruptura do sistema solo-estaca, de forma que o fator limitante seria a carga estrutural.

Quanto aos demais métodos empregados neste trabalho, os valores de capacidade de carga obtidos indicaram que os comprimentos das estacas deveriam ser ainda maiores. Com base na sondagem SP-05A se pode avaliar a capacidade de carga das estacas até à profundidade igual a 35,45 m. Entretanto, para esse comprimento, as cargas de trabalho obtidas seriam ainda inferiores à carga de solicitação, tornando necessária a utilização de sondagens adicionais com a finalidade de se analisar a cota de parada para os demais métodos.

O método de Décourt-Quaresma (1978), em particular, foi o empregado pelo projetista e merece uma atenção maior. Conforme mostrado anteriormente, o projetista previu carga de trabalho suficiente aos 27 m de profundidade. Isso ocorreu porque o mesmo utilizou os fatores de segurança recomendados pelos autores do método, que neste caso são fatores de segurança diferenciados para as parcelas de resistência de ponta (F.S.= 4) e de atrito lateral (F.S.= 1,3). Por resultar num fator de segurança menos conservador para a resistência lateral do que o da norma NBR 6122 (2010), a previsão conduziu ao valor carga de solicitação da estaca. Vale ressaltar que se optou por utilizar o

fator de segurança global da norma brasileira neste trabalho ( $FS = 2,0$ ), para que os resultados dos seis métodos de previsão utilizados neste trabalho fossem comparados sob o mesmo valor do fator de segurança.

Visando um conhecimento mais realista do comportamento das estacas que foram determinados a partir do método de Décourt-Quaresma (1978), os valores das cargas de trabalho lateral e de ponta estimadas a cada metro da estaca, utilizando-se o fator de segurança recomendado pelos autores dos métodos estão mostrados nas Figuras 2 e 3, respectivamente. Da Figura 2, observa-se que a carga de ponta entre os 14 m e 17 m de profundidade apresenta valores consideravelmente elevados. A camada de solo referente a esse intervalo foi identificada como areia fina de compactidade média, e apresenta os maiores valores de NSPT na sondagem (NSPT da ordem de 34, a 15 m de profundidade), o que justifica o maior valor da carga de ponta atingida com esse comprimento.

Quanto à carga mobilizada pelo atrito lateral observa-se da Figura 2. Perfil de carga de ponta das estacas de diâmetro igual a 120 cm obtidas com o emprego do método de Décourt-Quaresma (1978), utilizando o fator de segurança recomendado pelo método. que a estaca apresenta carga lateral (de trabalho) suficiente aos 26 m de profundidade (2203,8 kN) para suportar a carga solicitante, podendo ser esta, a cota de parada da estaca.

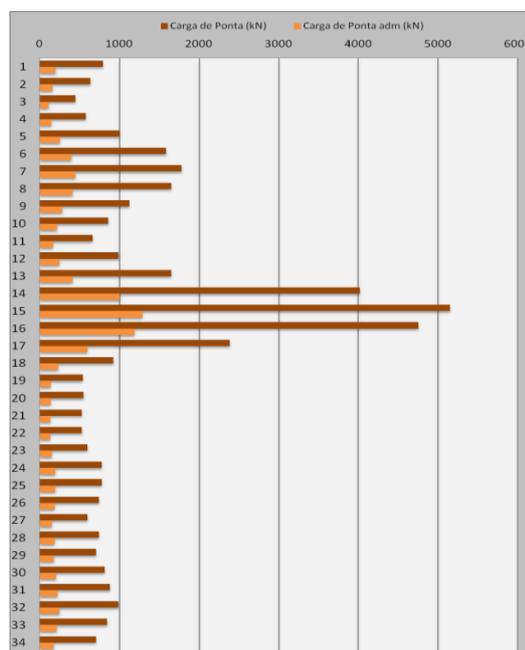


Figura 2. Perfil de carga de ponta das estacas de diâmetro igual a 120 cm obtidas com o emprego do método de Décourt-Quaresma (1978), utilizando o fator de segurança recomendado pelo método.

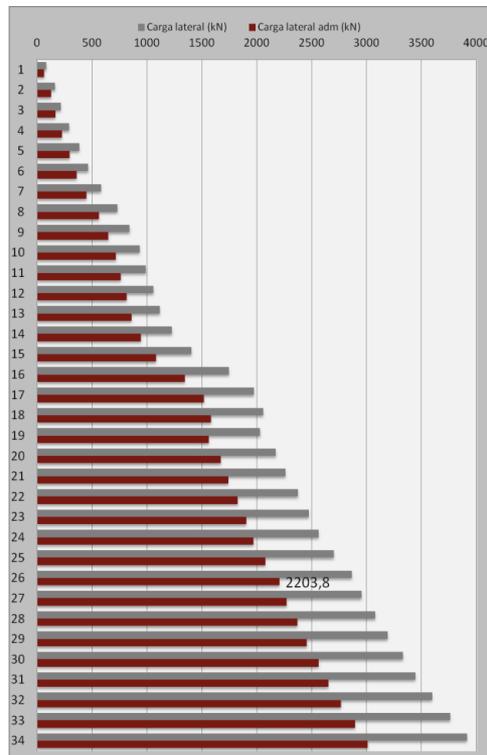


Figura 3. Perfil de carga de trabalho por atrito lateral das estacas de diâmetro igual a 120 cm obtidas com o emprego do método de Décourt-Quaresma (1978), utilizando o fator de segurança recomendado pelo método.

Por outro lado, as estacas do bloco B2 precisariam trabalhar com carga de trabalho mínima de 1660 kN cada estaca, com 90 cm de diâmetro. Usando-se os mesmos métodos de previsão aplicados às estacas do bloco B1, foram obtidos para as estacas do bloco B2 os valores mostrados na Tabela 4.

Tabela 4. Resultados dos métodos para estacas de 90 m.

MÉTODO DE CÁLCULO	CARGA LATERAL (kN)	CARGA ADMISSÍVEL (kN)
Velloso (1981)	3103	1552
Aoki-Velloso (1975)	1821	911
Décourt-Quaresma (1978)	2214	1107
Teixeira (1996)	2273	1137
Alonso (1996)	2312	1156
Antunes e Cabral (1996)	2085	1043
<b>MÉDIA</b>	<b>2301,3</b>	<b>1150,7</b>
<b>DESVIO PADRÃO</b>	<b>431,0</b>	<b>215,5</b>
<b>COEF. VARIAÇÃO</b>	<b>0,19</b>	<b>0,19</b>

Análogo ao caso das estacas de 120 cm de diâmetro nota-se que, novamente, o método de Velloso (1981) foi o que apresentou o melhor resultado, quando comparados os métodos entre si, para estaca de 27 m de comprimento. Entretanto, ele não atinge o valor da carga solicitante. Não foi possível também identificar a cota de parada para os outros métodos devido à limitação da profundidade da sondagem escolhida. Vale ressaltar ainda que o coeficiente de variação manteve-se em 19% para as cargas lateral e admissível, representando uma variação mediana dos dados.

A análise das parcelas de resistência lateral e de ponta a cada metro de estaca pelo método de Décourt-Quaresma (1978) utilizando os fatores de segurança recomendados pelos autores, indica que as estacas apresentam carga lateral de trabalho suficiente a partir dos 27 m de profundidade, corroborando a escolha do projetista pelo critério de parada a essa profundidade. Quanto à carga de ponta, observou-se comportamento semelhante ao obtido para as estacas de 120 cm de diâmetro.

## 5. CONCLUSÕES

Este trabalho apresentou resultados de uma análise de projeto de fundações em estacas do tipo hélice contínua monitorada apoiadas em perfil geotécnico com presença de solo de baixa resistência, incluindo areias fofas e argilas moles. Trata-se de um estudo de caso do projeto de fundações da nova sede da Procuradoria do Ministério Público Federal na cidade de Aracaju, Estado de Sergipe. O estudo foi realizado com base nos documentos fornecidos pelo Ministério Público, o qual disponibilizou sondagens, atas de reuniões, plantas do projeto, memoriais descritivos, entre outros.

As análises dos resultados das previsões de capacidade de carga possibilitaram detectar uma grande variabilidade nos valores obtidos com a aplicação dos seis métodos escolhidos. O método tradicional de Velloso (1981) foi o que apresentou os melhores resultados quando aplicado à previsão da capacidade de carga das estacas de 90 cm e 120 cm de diâmetros. Entretanto, nenhum dos métodos previu a capacidade de carga necessária para suportar a solicitação advinda da superestrutura, considerando estacas com 27 metros de comprimento.

No tocante à análise dos resultados obtidos com a aplicação do método de Décourt- Quaresma (1978), observou-se que ao utilizar o fator de segurança recomendado pelos autores ( $F.S = 1,3$  para a resistência lateral) foi possível atingir carga admissível suficiente para resistir à carga solicitante, tomando-se como referência os 27 m de profundidade das estacas dos blocos B1 e B2. Isso se deveu ao fato de que os autores do método sugeriram coeficientes de segurança menos conservadores do que aquele presente na norma NBR 6122 (2010), isto é  $F.S. = 2$ .

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alonso, U. R. Estacas hélice contínua com monitoração eletrônica – Previsão da capacidade de carga através do ensaio SPT-T. In: SEFE, 3., 1996, São Paulo. Anais... 1996b. V. 2, p.141-151.

Antunes, W. R.; Cabral, D. A. Capacidade de Carga de estacas hélice contínua. In: SEFE, 3., 1996, São Paulo. Anais... São Paulo, 1996. V. 2, p. 105-109.

Aoki, N.; Velloso, D.A. (1975). An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. V Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Bueno Aires, Argentina.

Décourt, L. & Quaresma Filho, A.R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 6., 1978, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro, 1978. v. 1. P. 45-54.

Penna, A.S.D.; Caputo, A.N.; Maia, M.C.; Palermo, G.; Gotlieb, M.; Paraíso, S.C.; Alonso, U.R. A estaca hélice-contínua – a experiência atual. 1ª ed. São Paulo: FALCONI, F. F. & MARZIONNA, J. D. (Ed). ABMS/ABEF/IE, 1999.

Teixeira, A.H. Projeto e Execução de Fundações. In: Seminário de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE III, 1996. Anais... São Paulo: ABMS, 1996, v.1.

Velloso, P. P. C. Estacas em solo: dados para a estimativa do comprimento, Ciclo de Palestras sobre Estacas Escavadas, Clube de Engenharia, Rio de Janeiro, 1981.

# Capítulo 29

## DEGRADAÇÃO DE GEOTÊXTEIS DE POLIPROPILENO EXPOSTOS À INTEMPÉRIES

*Beatriz Mydori Carvalho Urashima (Universidade Federal de Lavras)*

*Denise de Carvalho Urashima (Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais)*

*Mag Geiseliely Alves Guimarães (Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais)*

**Resumo:** Para o emprego adequado dos geossintéticos deve-se conhecer as variáveis que influenciam na sua durabilidade, inclusive a dinâmica atmosférica a que ficarão expostos. O artigo apresenta resultados da degradação de dois tipos de geotêxteis tecidos de polipropileno, G1 e G2, submetidos ao intemperismo de campo. A degradação foi avaliada por meio da resistência à tração antes e após exposição em duas distintas estações climáticas (verão e outono de 2017), bem como o efeito acumulativo da ação do período equivalente às duas estações em estudo, com os parâmetros meteorológicos monitorados. No verão foi avaliada uma radiação UV-A de 136 MJ/m<sup>2</sup> e no outono 70 MJ/m<sup>2</sup>. As perdas de resistência à tração para G2 por período foram: 13% no verão e 8% no outono. As amostras expostas no período total perderam 20% da resistência à tração. Os resultados isolados e com acúmulo de fechos foram promissores, considerando as variabilidades envolvidas.

**Palavras-chave:** Durabilidade, degradação, intemperismo, resistência.

## 1. INTRODUÇÃO

Distintos fatores podem afetar o comportamento de materiais poliméricos, pela alteração tanto de suas características moleculares (massa molar, ramificações, reticulações, taticidade, entre outras) como também de suas características físicas (cristalinidade, orientação molecular, tensões internas, entre outras). Estas alterações podem levar a degradação do material e mesmo a sua falha prematura (HANSEN, 2002).

Geossintéticos são materiais poliméricos empregados na engenharia civil em projetos geotécnicos e de proteção ambiental, com distintas funções, tais como: drenagem, filtração, barreiras de fluxo, controle de erosões superficiais, entre outras.

A durabilidade dos geossintéticos durante seu tempo de serviço é essencial para o bom desempenho destes. A durabilidade pode ser compreendida como a capacidade do material de manter suas propriedades funcionais durante o seu tempo de vida de serviço requerido no projeto. Neste contexto, a durabilidade engloba a ocorrência de mudanças a nível micro e macroestrutural dos geossintéticos. O primeiro envolve mudanças nas moléculas dos polímeros, constituintes básicos dos geossintéticos, e o segundo abrange alterações em suas propriedades físicas e mecânicas. (ASTM D 5819, 2018; GREENWOOD, SCHROEDER e VOSKAMP, 2012).

A durabilidade dos geossintéticos depende de vários fatores, mas, principalmente, do ambiente a que estes materiais serão expostos ao longo do tempo. Ressalta-se que a não observância destes fatores degradantes pode gerar a ocorrência de falhas ou mesmo colapso das obras que empregam geossintéticos, sendo relevante o estudo da durabilidade dos mesmos em distintas situações (ISO TS 13434, 2008).

A exposição dos geossintéticos a radiação solar, principalmente a parcela referente ao ultravioleta (UV), é uma das principais causas de degradação dos mesmos, sendo esta situação agravada pela temperatura, presença de umidade, choque térmico ocasionado por chuvas e demais elementos climáticos específicos do local de exposição, dando origem a cisões das cadeias poliméricas (KOERNER, HSUAN e KOERNER, 1998).

A ponderação da degradação de geossintéticos por intempéries e, conseqüentemente de sua durabilidade, pode ser realizada mediante exposição destes materiais aos elementos climáticos de campo ou ensaios acelerados em laboratório. Ensaios de intemperismo de campo visam avaliar o comportamento dos materiais quando expostos às condições climáticas de um determinado local, visto que nem todas as intempéries são passíveis de serem simuladas em laboratório. Contudo, tem-

se como desvantagem um maior período de ensaio (FECHINE, SANTOS e RABELLO, 2006; SHUKLA e YIN, 2006; LEECH, 2010).

Considerando a importância da durabilidade na estimativa da vida de serviço de um geossintético, bem como as dificuldades ainda encontradas para realizar esta previsão, o presente artigo avalia a degradação em campo de geotêxteis tecido de polipropileno, com dois distintos níveis de proteção contra radiação ultravioleta (UV).

Os geotêxteis foram submetidos às situações de intempéries, em ensaios de campo, avaliando os resultados obtidos por meio de ferramentas estatísticas.

As variáveis respostas tomadas para análise foram resultados de ensaios de tração antes e após os períodos de exposição.

## 2. DEGRADAÇÃO DE POLIPROPILENO

Polioléfinas, que correspondem a maior parcela de polímeros virgens utilizados na fabricação de geossintéticos, incluindo o polipropileno, possuem baixa resistência a ataques de agentes externos que promovem a redução da sua vida de serviço. Assim sendo, podem sofrer dois tipos de degradação, por processo termo-oxidativo ou por foto-oxidação (AGNELLI e CHINELATTO, 1992).

A foto-oxidação ou fotodegradação é induzida pela absorção de radiação UV com comprimentos de ondas menores que 250nm, o que ocasiona reações oxidativas autocatalíticas, as quais são caracterizadas pela quebra de ligações covalentes, na cadeia principal ou lateral, originando espécies altamente reativas denominadas de radicais livres (SUITS e HSUAN, 2003; MONTAGNA e SANTANA, 2012).

Os carbonos terciários, presentes nas cadeias poliméricas do polipropileno, requerem uma menor energia na dissociação da ligação carbono-hidrogênio para formação de radicais livres, se comparado aos carbonos primários e secundários, já que o carbono terciário possui três carbonos adjacentes capazes de distribuir a nuvem eletrônica mais facilmente, tornando este um ponto muito reativo. Por esse motivo este polímero é tão suscetível à degradação pela radiação UV (KOERNER, 2005; ISO TS 13434, 2008).

No polipropileno são aplicados aditivos como estabilizantes térmicos, negro de fumo (*carbon black*) e antioxidantes, com o objetivo de reduzir a degradação por raios UV e aumentar a durabilidade e a

resistência. Porém, a concentração e a combinação desses devem ser avaliadas levando em consideração os mecanismos de degradação do polímero em questão, sua forma de processamento, as dimensões da peça e as condições de uso da mesma, visto que, geralmente, o aditivo se transforma em outro composto químico depois de ser consumido e sofrem mudanças devido ao processo de estabilização. Além disso, altas concentrações podem produzir pró-degradantes, assim como mostra a Figura 1 (MOL, 2014; DE PAOLI, 2008).



Figura 1. Esquema da variação do efeito do aditivo em função da sua concentração. (Adaptado de DE PAOLI, 2008).

Os aditivos estabilizantes reduzem ou retardam a degradação pela radiação UV, visto que todos os polímeros sofrem este processo de degradação iniciado pela luz. Os tipos mais comuns destes aditivos são os UV *screeners*, que absorvem ou refletem a radiação ultravioleta, fornecendo opacidade ao polímero como o negro de fumo (*carbon black*). Os mesmos, quando combinados com outros aditivos químicos, como as HALS (*hindered amine light stabilisers*), fornecem melhor desempenho contra a degradação pela ação da radiação ultravioleta (CARNEIRO, 2009; ISO TS 13434, 2008).

### 3. METODOLOGIA

A metodologia do presente artigo abordou ensaios de avaliação do comportamento e, conseqüentemente, da durabilidade de geotêxteis tecido de polipropileno com maior percentual de aditivo de proteção contra radiação UV do tipo HALS, o qual é denominado nesta pesquisa de G1, e com menor percentual, denominado de G2.

Os geotêxteis foram fabricados para fins de pesquisas, ainda em andamento, sendo que o percentual de aditivo do tipo HALS no G1 é o dobro do percentual no G2 e ambos os percentuais foram menores que 1%.

As análises foram realizadas por meio de ensaios de exposição de campo, ensaios de tração e análise estatística dos dados.

## 3.1 ENSAIOS DE EXPOSIÇÃO EM CAMPO

Para a realização dos ensaios de exposição em campo foi necessário cortar amostras com dimensões superficiais de (110 x 450) mm.

Os geotêxteis do tipo G1 e G2 cortados com as dimensões superficiais especificadas foram colocados em exposição no campo.

Para a realização deste ensaio foram utilizados pórticos de aço galvanizado com armaduras que permitissem a livre circulação do ar e, conseqüentemente, a exposição aos efeitos do tempo em ambos os lados do material polimérico.

Os pórticos, localizados no Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais – CEFET MG, Varginha (Latitude: 21° 33' 05" S, Longitude: 45° 25'49" W, Altitude: 916m acima do nível do mar), possuíam inclinação de 22°, estavam voltados para o Norte, garantindo assim que houvesse a maior exposição possível à radiação solar, e se encontravam onde não existiam elementos que provocariam sombra, interferindo nos resultados. A Figura 2 apresenta os pórticos já com os geotêxteis fixados (ISO 877-1, 2009; ISO 877-2, 2009).



Figura 2. Pórticos para ensaios de exposição em campo.

A primeira etapa teve início no dia 21 de dezembro de 2016, ou seja, no início do verão. No dia 21 de março de 2017 (fim do verão/início do outono), uma das amostras de geotêxtil tecido de polipropileno do tipo G1 foi retirada, assim como uma do tipo G2.

Ao fim do outono/início do inverno o mesmo procedimento foi realizado. Desta maneira, no final da exposição foram obtidas amostras expostas aos fatores climáticos do verão e do outono

individualmente, assim como de forma acumulativa (verão + outono), para análise de perda de resistência.

Destas amostras foram retirados corpos de prova para a realização dos ensaios de resistência à tração, cujos resultados comparados com os resultados dos ensaios de tração dos geotêxteis em estudos intactos demonstraram a degradação sofrida.

## 3.2 DINÂMICA ATMOSFÉRICA

A dinâmica atmosférica foi avaliada por meio dos dados meteorológicos dos períodos de exposição, obtidos por meio do site do Instituto Nacional de Meteorologia – INMET (Latitude: 21,566513° S, Longitude: 45,404300° W,

Altitude: 950m acima do nível do mar), sendo os principais parâmetros a radiação solar total do local e a precipitação, já que esses são os principais agentes responsáveis na degradação dos materiais poliméricos.

Foi feito um embasamento em normas como a EN 13362 (2013), a EN 12224 (2000), a ISO TS 13434 (2008) e autores como Greenwood, Schroeder e Voskamp (2012) para estimativa da radiação UV do local de exposição, adotando-se na pesquisa um valor médio de 7,5% para a radiação UV local em relação à radiação global.

## 3.3 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DO TIPO “STRIP TESTS”

Os ensaios de tração para determinar a resistência nesta pesquisa foram realizados conforme preconiza a Norma ASTM D 5035 (2011), os corpos de prova ensaiados possuíam 50 mm de largura, sendo os mesmos fixados a uma distância de 75 mm entre as garras, e tracionados com uma velocidade de 300mm/min. A Figura 3 ilustra um corpo de prova a ser ensaiado, conforme diretrizes preconizadas na norma ASTM D 5035 (2011).

Os ensaios foram realizados em uma Máquina Universal para Ensaios de Tração e Compressão, a Figura 4 ilustra o equipamento empregado.

Os ensaios foram realizados na direção longitudinal de fabricação devido ao fato dos resultados obtidos apresentarem menor coeficiente de variação se comparado com a direção transversal, para este tipo de geotêxtil.



Figura 3. Fixação do corpo de prova na Máquina Universal.



Figura 4. Equipamento utilizado para realização dos ensaios de tração.

## 3.4 ANÁLISE ESTATÍSTICA

Depois de transcorridos os ensaios de tração tanto dos geotêxteis intactos, bem como dos corpos de provas, após os períodos pré-estabelecidos de degradação em campo, os resultados foram avaliados a partir da ponderação estatística por meio de intervalos de confiança (IC).

Em termos conceituais, o IC é um dos elementos mais importantes da inferência estatística, pois é a partir deste, em conjunto com um estudo amostral, que se torna possível estimar, dentro de um nível de confiança pré- estabelecido, qual é a faixa de valores que tem certa probabilidade de conter no seu interior o verdadeiro valor do parâmetro populacional em análise (MONTGOMERY, 2008).

Para tanto, é necessário associar ao IC um nível de confiança, que é a probabilidade  $1 - \alpha$  que o intervalo de confiança realmente contém o parâmetro populacional, supondo que o processo de estimação seja repetido um grande número de vezes. O nível de confiança mais comum de escolha é de 95% (com  $\alpha = 0,05$ ), pois resulta em um bom equilíbrio entre precisão (conforme refletido na largura do intervalo de confiança) e confiabilidade (conforme expresso pelo nível de confiança).

Para cada situação de ensaio pós- degradação, utilizou-se oito corpos de prova no ensaio de resistência à tração do tipo “Strip Tests” (ASTM D 5035, 2011), com o intuito de se obter valores médios e os respectivos coeficientes de variação, bem como para a construção dos IC segundo distribuição t de Student. Esta quantidade de corpos de prova foi dimensionada a partir da variabilidade inerente dos dados de caracterização mecânica do geotêxtil tecido de polipropileno.

## 4. RESULTADOS

Para a análise da degradação do geotêxtil exposto, primeiramente foi necessário realizar a caracterização do material não degradado, sendo essa efetivada pelo ensaio mecânico de resistência à tração faixa estreita (ASTM D 5035, 2011).

Assim sendo, foram ensaiados dez corpos de prova de ambos os tipos de geotêxtil, G1 e G2, na direção longitudinal. Os resultados obtidos e o comportamento dos materiais empregados na pesquisa estão apresentados nos gráficos da Figura 5 e Figura 6.

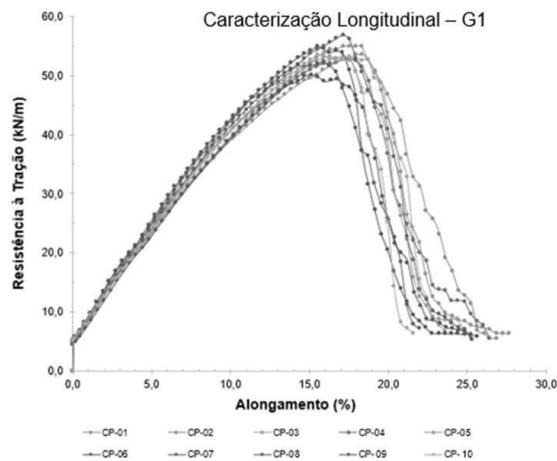


Figura 5. Gráfico representativo dos resultados obtidos na caracterização longitudinal do geotêxtil G1 não degradado.

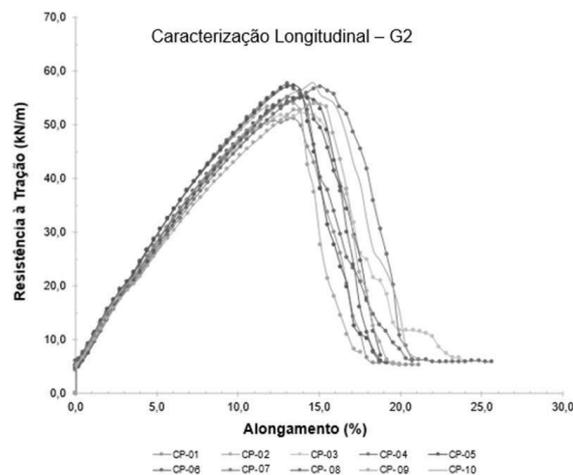


Figura 6. Gráfico representativo dos resultados obtidos na caracterização longitudinal do geotêxtil G2 não degradado.

Para fazer a análise da degradação foi preciso avaliar a dinâmica atmosférica do período em estudo. Assim sendo, a Tabela 1 apresenta os valores, obtidos por meio do site do INMET, de radiação local e precipitação no verão e outono, do ano de 2017. A Figura 7 apresenta o gráfico da dinâmica atmosférica relativo às estações verão e outono do ano de 2017.

Posteriormente, as amostras expostas às estações verão e outono foram ensaiadas, bem como do período de exposição verão + outono. Os resultados obtidos são apresentados na Figura 8 e 9, nas quais se comparam os intervalos de confiança, com nível de confiança de 95%, dos geotêxteis intactos e expostos.

Tabela 1. Valores de radiação local e de precipitação para as estações do ano de 2017.

Estação do ano	Radiação UV Estimada (MJ/m <sup>2</sup> )	Precipitação (mm)
Verão	136	342,40
Outono	70	165,40

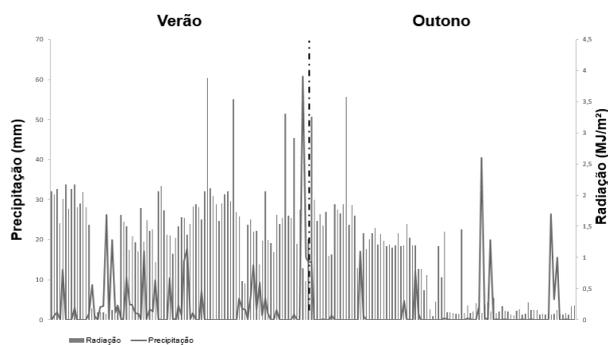


Figura 7. Dinâmica atmosférica das estações verão e outono do ano de 2017.

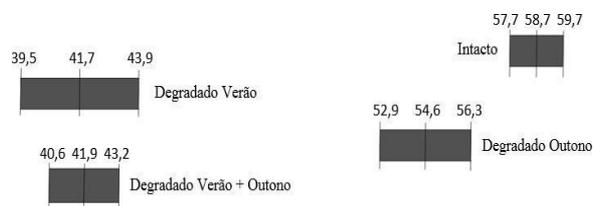


Figura 8. Geotêxtil G1: Intervalos de confiança de resistência à tração (KN/m) do geotêxtil intacto e degradado nos períodos pesquisados.

Verifica-se a ocorrência da degradação por intemperismo em ambos os geotêxteis G1 e G2, uma vez que os intervalos de confiança se deslocaram à esquerda dos respectivos intervalos para os geotêxteis intactos.

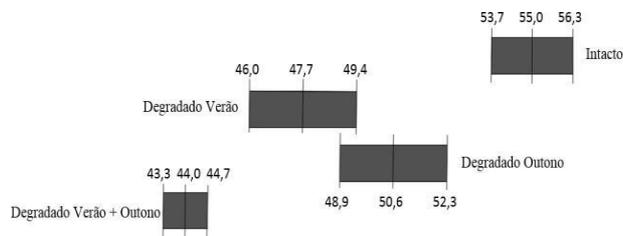


Figura 9. Geotêxtil G2: Intervalos de confiança de resistência à tração (KN/m) do geotêxtil intacto e degradado nos períodos pesquisados.

Devido a maior incidência de radiação UV no verão, ocorreu um maior gradiente de degradação para esta estação climática.

As perdas de resistência à tração por período para G1 foram: 29% no verão e 7,5% no outono. As amostras expostas no período total perderam 28,6% da resistência à tração. Para G2, as perdas obtidas foram: 13% no verão e 8% no outono e 20% de perda de resistência à tração para o período total.

## 5. COMENTÁRIOS FINAIS

A manutenção das propriedades de materiais poliméricos frente a sua exposição a fatores que podem levar a sua degradação prematura precisa ser avaliada no desenvolvimento de projetos, viabilizando a eficácia e sucesso da obra.

Os geossintéticos são materiais constituídos por matrizes poliméricas, com distintas aplicações dentro de obras geotécnicas ou ambientais, podendo ficar expostos e, conseqüentemente, sofrer degradação por ação de intempéries.

Assim sendo, para o emprego adequado dos geossintéticos deve-se: conhecer as variáveis que influenciam na degradação ao longo da vida de serviço; compreender de que forma esses agentes degradadores afetam a estrutura do material estudado em cada realidade climática; e compreender como as propriedades mais relevantes do material em estudo são afetadas.

Foi possível verificar uma maior degradação para a estação climática do verão se comparado a estação do outono, devido a maior incidência de radiação UV em ambos os geotêxteis ensaiados. Deste modo, o comportamento de longo prazo de geossintéticos usados em situações expostas às intempéries podem ser diretamente influenciados pelo início estabelecido para a instalação e uso de tais materiais em campo.

Além disso, é importante se atentar para as condições de armazenagem dos geossintéticos antes de sua utilização (tanto em fábrica quanto na obra), obedecendo-se as condições estabelecidas em norma (ISO TS 13434, 2008), principalmente para o emprego em situações nas quais os geossintéticos forem dimensionados para uso enterrados ao solo.

Destaca-se a relevância do emprego de ferramentas estatísticas, como construção de intervalos de confiança (IC), para a compreensão da relação estresse-resposta, dado a variabilidade inerente dos dados, mas sempre dentro de um intervalo de confiança.

## AGRADECIMENTOS

A empresa HUESKERLtda, pela fabricação e fornecimento de materiais específicos para o desenvolvimento da pesquisa. A Universidade Federal de Lavras pelo suporte financeiro e ao Centro Federal de Educação Tecnológico de Minas Gerais pelo suporte para a pesquisa laboratorial.

## REFERÊNCIAS

Agnelli, J.A.M. e Chinelatto, M. A. (1992). Degradação de Polipropileno: Aspectos Teóricos e Recentes Avanços em sua Estabilização, *Polímeros: Ciência e Tecnologia, ABPol*, Vol. jul/set-92, p. 27-31.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D 5035 (2011) Standard Test Method for Breaking Force and Elongation of Textile Fabrics (Strip Method), ASTM International, Pennsylvania, 2011.

ASTM D 5819 (2018) Standard Guide for Selecting Test Methods for Experimental Evaluation of Geosynthetic Durability, ASTM International, Pennsylvania.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR ISO 10318 (2013) Geossintéticos — Termos e definições, Rio de Janeiro, 2013. Carneiro, J.R.C. (2009). Durabilidade de Materiais Geossintéticos em Estruturas de Carácter Ambiental - A Importância da Incorporação de Aditivos Químicos, Tese de Doutorado, Universidade do Porto, 602 p.

De Paoli, M.A. (2008). Degradação e Estabilização de Polímeros. 2ª versão online, Chemkeys, São Paulo, São Paulo, BR, 221 p.

EUROPEAN STANDARD. EN 12224 (2000) Geotextiles and geotextile-related products —Determination of the resistance to weathering. European Committee for Standardization. Brussels. EN 13362 (2013) Geosynthetic barriers.

Characteristics required for use in the construction of canals. European Committee for Standardization. Brussels..

Fechine, G.J.M.; Santos, J.A.B. e Rabello, M.S. (2006). Avaliação da fotodegradação de poliolefinas através de exposição natural e artificial, *Química Nova, SBQ*, Vol. 29, n 4, p. 674-680.

Greenwood, J.H., Schroeder H.F. e Voskamp, W. (2012). Durability of Geosynthetics. CUR Committee C 187– Building & Infrastructure.

Hansen, C.M. (2002). On predicting environmental stress cracking in polymers, *Polym. Degrad. Stab.* Vol. 77, p. 43-53.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO TS 13434 (2008) Geosynthetics - Guidelines for the assessment of durability. Switzerland.

. ISO 877-1 (2009) Plastics – Methods of exposure to solar radiation – Part 1: General guidance. Switzerland..

. ISO 877-2 (2009) Plastics - Methods of exposure to solar radiation – Part 2: Direct weathering and exposure behind window glass. Switzerland,.

Koerner, G.R., Hsuan, G. e Koerner, R.M. (1998). Photo- Initiated Degradation of Geotextiles. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 124, p. 1159-1166.

Koerner, R.M. (2005). Design with geosynthetics, 5nd ed., Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, USA, 816 p.

Leech, A.D. (2010). Geotextiles long term durability – product design parameters, International Conference on Geosynthetics, Proc. 9th, Guarujá.

Lopes, M.P. e Lopes, M.L. (2010). A Durabilidade dos Geossintéticos, FEUP Edições, Porto, Portugal, 294 p. Mol, A.S. (2014). Preparação e Funcionalização de Nano Fibras (whiskers) de Quitina e Sua Aplicação Como Agente de Recuperação de Propriedades em Polímeros Reciclados, Tese de Doutorado, Universidade Federal de Minas Gerais, 125 p.

Montagna, L.S. e Santana, R.M.C. (2012). Influência da radiação solar na degradação do polipropileno. Congresso Internacional de Tecnologias para o Meio Ambiente. Bento Gonçalves. Rio Grande do Sul.

Montgomery, D.C. (2008) Design and Analysis of Experiments. 7th ed. New York: John Wiley & Sons Inc..

Shukla, S.K. e Yin, J. (2006). Fundamentals of Geosynthetic Engineering, Taylor & Francis Group, London, UK, 410 p.

Suits, L.D. e Hsuan, Y.G. (2003). Assessing the photo- degradation of geosynthetics by outdoor exposure and laboratory weatherometer, Geotextile and Geomembranes, Technical Note, Vol. 21, p. 111-122.

# Capítulo 30

## SOIL SURVEY: METODOLOGIA INOVADORA, NO BRASIL, ADOTADA PELA CTR-RIO, PARA CONTROLE DE QUALIDADE DA INSTALAÇÃO DE GEOMEMBRANAS

*Priscila Mendes Zidan (Evolui Consultoria Ambiental)*

*Luiz Paulo Achcar Frigo (Evolui Consultoria Ambiental)*

**Resumo:** A metodologia de Soil Survey, utilizada para a inspeção de geomembranas, mostra-se muito adequada para minimizar os riscos de iniciar a disposição de resíduos em uma camada de impermeabilização danificada. Estudos Canadenses indicam que a densidade de danos por hectare de geomembranas instalada está em média entre 4-22 furos. O Controle de Qualidade utilizado nos aterros brasileiros não inclui, porém, esta metodologia ou similar. Tal fato pode não apresentar consequências perceptíveis no momento, mas que sejam verificadas a longo prazo. O Aterro Sanitário da CTR-Rio, adotou esta metodologia de monitoramento e os resultados encontrados, após 4 anos de operação, indicaram densidades de furos variando entre 0,5 e 8 danos/hectare, para cerca de 310.000 m<sup>2</sup> de área inspecionada. Todos os danos identificados puderam ser reparados antes no início da disposição dos resíduos.

**Palavras-chave:** Danos na geomembrana, controle de qualidade, inspeção, impermeabilização, aterro sanitário.

## 1. INTRODUÇÃO

A partir do estabelecimento da Política Nacional de Resíduos Sólidos (1), no Brasil, em agosto de 2010, foi definido o prazo para o encerramento de todos os lixões no país. Apesar de esta meta ter sido recentemente prorrogada (2), um número expressivo de lixões foi encerrado, dando lugar a implantação de aterros sanitários licenciados.

Apesar de a normatização que estabelece os padrões para licenciamento de aterros (3, 4) não definir a implantação de geomembrana em sua base, este requisito tornou-se exigência mínima pelos órgãos ambientais.

Considerando que a geomembrana é utilizada como o principal agente impermeabilizante que irá impedir a contaminação do solo e das águas subterrâneas, a verificação de sua integridade após a instalação e antes da disposição dos resíduos torna-se fundamental.

Atualmente, no Brasil, o método de Controle de Qualidade da instalação da geomembrana mais utilizado é a inspeção da solda (costura).

Este método, porém, inspeciona apenas um pequeno percentual em área da geomembrana instalada, não identificando possíveis danos causados por outras origens que não a solda.

Além disso, esse teste não inspeciona a geomembrana após a implantação do solo de cobertura, etapa onde ocorre a maioria dos danos, devido a utilização que equipamentos pesados na construção do liner e aplicação efetiva de carga sobre a geomembrana.

O Resultado de estudos estatísticos desenvolvidos no Canadá (5), a partir do dados de monitoramento dos vazamentos em geomembranas, em 89 projetos ao longo de 10 anos (2.652.000 m<sup>2</sup> de área), identificou que:

- A densidade de danos encontrados nas geomembranas instaladas varia, em média entre 4 e 22 danos por hectare. Esta variação depende do nível de controle de qualidade adotado na instalação da geomembrana.
- 73% dos danos causados ocorreram durante a aplicação do solo de cobertura sobre a geomembrana; 24% ocorreu durante a instalação da geomembrana e somente 2% dos danos ocorreram após a fase de implantação.

- Ao contrário do que o consenso atual reconhece, a maior parte dos danos não ocorre devido a procedimentos inadequados de solda

A norma ASTM D7007 (Standard Practices for Electrical Methods for Locating Leaks in Geomembranes Covered with Water or Earthen Materials) <sup>(6)</sup>, estabelece metodologia adequada e muito difundida fora do Brasil, para controle de qualidade da geomembrana após a aplicação da camada de cobertura: o Soil Survey e o Water Survey (pesquisa em geomembranas cobertas por solo e água, respectivamente).

Tratam-se dos métodos elétricos para a inspeção de geomembranas cobertas (com solo ou água, por exemplo). O princípio deste método é a aplicação de uma diferença de potencial através do material plástico para identificar se há alguma passagem de corrente, o que caracterizará que existe dano. Com o uso do método, consegue-se localizá-lo e promover o reparo antes da aplicação dos resíduos <sup>(9)</sup>.

Os métodos elétricos para inspeção de geomembranas são requisito obrigatório para aterros sanitários em alguns locais nos estados dos Estados Unidos, como é o caso de dos Estados de Nova Jersey e Texas <sup>(8)</sup>.

No Brasil, a metodologia do Soil Survey já foi incluída como controle de qualidade da implantação do aterro sanitário da CTR-Rio, em Seropédica.

A adoção de tal prática representa uma segurança relevante para o órgão ambiental, para o empreendedor responsável pela operação do aterro, para as indústrias que dispõem seus resíduos nos aterros.do artigo.

## 2. METODOLOGIA

O aterro sanitário estudado possui quatro camadas de impermeabilização: 0,50 m de argila compactada, geocomposto bentônico (GCL), manta de 1,5 mm de PEAD (Polietileno de Alta Densidade) e, outra manta, do mesmo material, com 2 mm de espessura. O espaçamento entre as mantas é feito pela aplicação de uma camada drenante, constituída por 20 cm de areia e tubos de PEAD perfurado, os chamados drenos testemunhos e 15 cm de argila (logo abaixo da manta de 2 mm). A primeira camada de geomembrana, a de 2 mm de espessura, é ainda recoberta por uma camada de 0,50 m de solo compactado, a qual é chamada de selo mecânico.

No caso de qualquer vazamento de chorume pela primeira geomembrana (a mais próxima da camada de resíduos), o chorume irá escoar pela camada drenante, sendo coletado através do dreno testemunho (tubos de PEAD).

Na camada de 15 cm de argila, estão implantados eletrodos que são utilizados para o monitoramento de vazamentos na geomembrana após o início da disposição dos resíduos. Estes eletrodos, porém, não são utilizados para a realização da metodologia do Soil Survey.

O presente estudo avaliou os resultados das inspeções por Soil Survey, desenvolvidas na primeira camada de geomembrana, ou seja, na de 2,0 mm de espessura e que fica logo abaixo do selo mecânico e representa a primeira barreira de impermeabilização que poderá ter contato com o lixo e chorume da célula.

Em virtude da complexidade do planejamento associados às atividades de operação e implantação do Aterro Sanitário da CTR-Rio, as células de resíduos foram nomeadas conforme uma codificação específica, a qual chamaremos genericamente por células de A à G.

As áreas referentes à cada uma das células implantadas e testadas pela metodologia do Soil Survey, seguem apresentadas na fig. 1 abaixo.

Os resultados do presente estudo referem-se às pesquisas realizadas em aproximadamente 31 hectares de células implantadas.

### 3. FIGURAS E TABELAS

As figuras e tabelas deverão ser nítidas e inseridas no texto, junto à sua primeira referência, nunca excedendo as margens da página. As legendas das figuras são inseridas abaixo da ilustração. As legendas das tabelas são inseridas acima das mesmas.

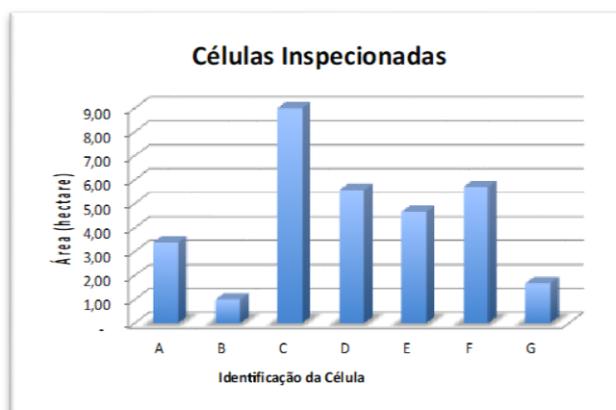


Figura 1. Identificação e dimensão das células implantadas que foram submetidas ao monitoramento do Soil Survey.

A metodologia do Soil Survey consiste na aplicação de uma tensão elétrica através da geomembrana. Essa tensão elétrica irá produzir um campo elétrico uniformemente distribuído quando não existem furos na geomembrana. Caso existam furos, esses são detectados e localizados através da identificação de anomalias no campo elétrico, causado pela fuga de corrente através desses furos. Essas anomalias do campo elétrico são identificadas através das medições realizadas em toda área de implantação da manta, em pontos pré-definidos pelo localizados na geomembrana.

Durante a inspeção, utiliza-se uma fonte de tensão ligada a dois eletrodos. O eletrodo fonte é instalado no solo sobre a geomembrana e o eletrodo de retorno será instalado no solo abaixo da geomembrana. A fonte de tensão irá gerar, através do eletrodo fonte, um campo elétrico no solo de cobertura. Caso haja furo na geomembrana haverá fuga de corrente elétrica no sentido do eletrodo de retorno localizado sob a geomembrana.

O monitoramento de toda a área é realizado a partir da definição de uma malha, através da qual são feitas as medições de campo. O espaçamento da malha utilizado foi de 3 m e as medições foram feitas a cada 1,5 m. Os dados de campo foram coletados nos medidores portáteis e, depois transferidos para o software que realiza a interpolação dos dados e permite sua avaliação para a localização dos danos.

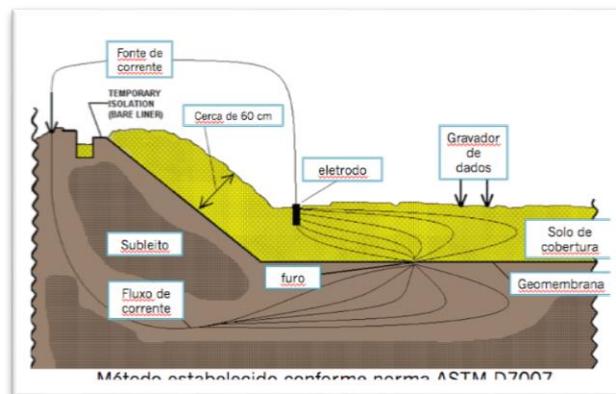


Figura 2. Diagrama esquemático que traduz o embasamento do método do Soil Survey.



Figura 3. Técnico realizando as medições em campo, referentes ao Soil Survey.

## 4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

A partir dos resultados obtidos no monitoramento das células em estudo, calcularam-se as densidades de danos por hectares em cada caso. Estabeleceu-se, também, uma classificação para os danos encontrados, comparando os mesmos com resultados já divulgados em literatura. Os dados consolidados seguem apresentados nos gráficos a seguir:

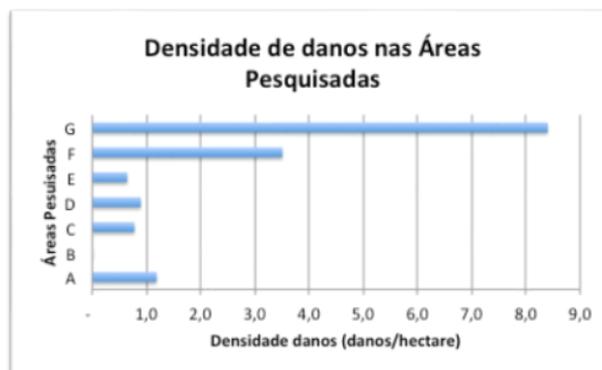


Figura 4. Densidade de danos encontrados em cada uma das células inspecionadas pelo Soil Survey no CTR-Rio.

De acordo com a Fig. 4, a densidade de danos foi menor nas áreas A a E, tendo estes resultados ficado abaixo da média de danos por hectare encontrados nos estudos disponíveis na literatura <sup>(5)</sup>. Já os resultados do monitoramento das área F e G, apesar de maiores do que as anteriores, ficaram dentro da média dos projetos estudados <sup>(5)</sup>.



Figura 5. Classificação e percentual de ocorrência dos principais danos encontrados na geomembrana das áreas inspecionadas pelo Soil Survey.

Em relação aos tipos de danos encontrados, os cortes e punções são os que se apresentam em maior frequência, sendo seguidos por cortes irregulares, depois falha na solda da emenda e, por fim, danos por máquinas.

A comparação dos tipos de danos encontrados na CTR-Rio e os disponíveis na literatura, segue apresentada na Fig. 6, a seguir

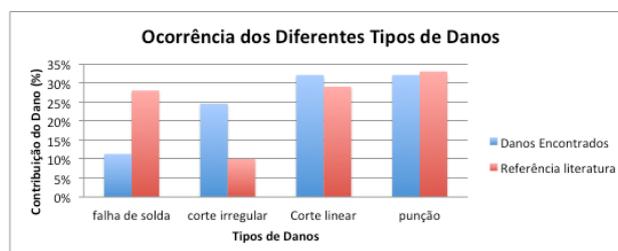


Figura 6. Frequência de ocorrência dos diferentes tipos de danos encontrados nas pesquisas de Soil Survey da CTR-Rio, comparados com aquela identificada na literatura<sup>(5)</sup>

Nota-se, a partir dos dados acima que, existe grande similaridade em relação à frequência de danos por punção e corte linear na CTR-Rio e nos demais projetos estudados<sup>(5)</sup>. Já os cortes irregulares foram mais frequentes na CTR-Rio e as falhas de solda, em muito menor frequência dos que as encontradas nos projetos estudados anteriormente.

As fig. 7 e 8, a seguir, apresentam imagens de danos que foram identificados ao longo do monitoramento de Soil Survey, nas células da CTR-Rio. A Fig. 7 representa um dano por punção de rocha e na Fig. 8, tem-se um dano em solda de emenda entre as geomembranas.

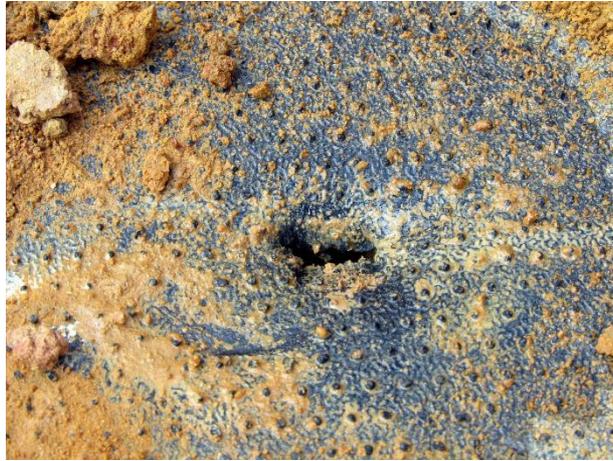


Figura 7. Dano causado à geomembrana durante a instalação.



Figura 8. Falha identificada na solda da emenda entre as geomembranas.

## 4. CONCLUSÕES

O controle de qualidade realizado através do método do Soil Survey, se mostrou eficiente em identificar danos causados na geomembrana durante sua instalação e cobertura.

Os resultados do monitoramento da primeira camada de geomembrana do aterro sanitário da CTR-Rio encontram-se compatíveis com os padrões disponíveis na literatura, no que se refere aos tipos de danos. Identificaram-se, porém, melhores resultados médios em relação à densidade de danos por hectare, em relação aos projetos estudados na literatura. Tal fato deve estar associado ao controle de qualidade que vem sendo adotado nas atividades de implantação da geomembrana neste aterro.

Em virtude da realização do monitoramento do Soil Survey, na primeira camada, a CTR-Rio teve a oportunidade de reparar 53 danos no total, distribuídos em torno de 31 hectares, e evitar futuros vazamentos para a camada drenante e posteriores camadas de impermeabilização.

Os dados obtidos demonstram que são reais e, inerentes às atividades de implantação, as possibilidades de ocorrência de danos nas geomembranas de PEAD usadas para a impermeabilização de aterros. Por este motivo é que este tipo de monitoramento deveria ser adotado, pelos aterros brasileiros, à exemplo da CTR Rio, como modelo de inspeção para o controle de qualidade da instalação.

Tal prática, já bastante difundida fora do Brasil, representa uma inovação no país com relação ao controle de qualidade de geomembranas e ação de minimização de riscos ambientais, inerente às atividades de disposição final de resíduos.

## REFERÊNCIAS

Lei 12.305/2012: Política Nacional de Resíduos Sólidos Lei 425/2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: NBR 13896 (1987): Aterros de resíduos não perigosos - critérios para projeto, implantação e operação. Rio de Janeiro, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 8419 (1984): Apresentação de projetos de aterros sanitários de resíduos sólidos urbanos - procedimento. Rio de Janeiro, Brasil.

Forget et al (2005). Lessons Learned from 10 years of leak detection surveys on geomembranes. Quebec, Canada.

ASTM D7007-09 (2009) – Standard Practice for Electrical Methods for Locating Leaks in Geomembranes Covered with Water or Earth Materials

ASTM D6747-02 (2002) - Standard Practices for Electrical Methods for Locating Leaks in Geomembranes Covered with Water or Earthen Materials.

Thiel, R.; Darilek, G.T.; Laine, D.L. (2003) Cutting Holes for testing vs. testing for holes. GFR Magazine, June/July 2003.

Laine, D.L.; Darilek, G.T. (1993). Locating Leaks in Geomembrane Liners of Landfills Covered with a Protective Soil. Geosynthetics 93 – Vancouver, Canada – 1403-1412.

Relatórios de Soil Survey, disponibilizados pela CTR-Rio.

# Capítulo 31

## ANÁLISE DE RECALQUES MONITORADOS EM CAMPO DE DOIS EDIFÍCIOS COM FUNDAÇÕES EM MACIÇO ROCHOSO DA CIDADE DE CARUARU-PE

*Yago Ryan Pinheiro dos Santos (Universidade Federal de Pernambuco)*

*Maria Isabela Marques da Cunha Vieira Bello (Universidade Federal de Pernambuco)*

*Alexandre Duarte Gusmão (Universidade de Pernambuco)*

**Resumo:** Este trabalho apresenta um caso de obra de dois edifícios (torres A e B) em concreto armado, com fundações superficiais em maciço rochoso localizados na cidade de Caruaru-PE, e que tiveram seus recalques monitorados em 6 estágios de sua obra, até a sua conclusão. Através da instalação de pinos de monitoramento engastados em seus pilares e de instrumentação apropriada, foram feitas as leituras desses valores. Registrou-se recalques absolutos máximos de 19 mm para a torre A e de 12,15 mm para a torre B, além de valores de 12,4 mm de recalques diferenciais na torre A e de 7,6 mm para a torre B. Evidenciou-se que, apesar do empreendimento estar assente em maciço rochoso, os valores medidos foram significativos, mostrando a importância do monitoramento de recalques de uma obra, cuja prática deve ser considerada nos projetos de fundações de edifícios, independentemente do terreno que suportará os esforços da estrutura.

**Palavras-chave:** Instrumentação de Campo, Recalques, Maciço Rochoso.

## 1. INTRODUÇÃO

O termo Recalque refere-se ao deslocamento vertical, para baixo, sofrido pelos elementos discretos da fundação devido à deformação sofrida pelo maciço de solos ou de rochas. Segundo Antoniazzi (2011), os valores dos recalques seriam praticamente uniformes caso os elementos de fundação tivessem as mesmas dimensões e o subsolo fosse homogêneo, o que não ocorre na prática, visto que o solo apresenta uma grande variabilidade e os elementos de fundação, além dos tamanhos diversos, estão também submetidos à diferentes carregamentos que chegam até eles pelos pilares da superestrutura.

Diante da grande variabilidade dos elementos de fundação e do terreno, o desempenho do sistema de fundação pode ser verificado, dentre outras práticas, através do controle e monitoramento de recalques.

É reconhecível a manifestação dos recalques (principalmente os diferenciais) nas edificações, por meio do aparecimento de patologias nos seus elementos estruturais, como fissuras e rachaduras; diante disto, o acompanhamento ou o controle de recalques é necessário para a identificação precisa do comportamento real das fundações (MILITITISKY, CONSOLI E SCHNAID, 2008).

A prática de acompanhamento de recalques por meio de instrumentação de campo é usual, sendo retratada por diversos autores, a serem citados Gusmão (1990), Gonçalves (2004), Danziger *et al.* (2005), Russo Neto (2005), Mota (2009), Savaris, Hallak e Maia (2011), Santos (2016) e Rosa (2016).

No seu item sobre o desempenho de fundações, a NBR 6122 (2010) relata que o monitoramento de recalques é obrigatório nos seguintes casos:

- Estruturas nas quais a carga variável é significativa em relação à carga total, tais como silos e reservatórios;
- Estruturas com mais de 60 m de altura do térreo até a laje de cobertura do último piso habitável;
- Relação altura/largura (menor dimensão) superior a quatro;
- Fundações ou estruturas não convencionais.

Ainda segundo a NBR 6122 (2010), o programa de monitoramento, incluído no projeto de fundações, deve conter informações como a referência de nível indeslocável a ser utilizada, as características dos aparelhos de medida e a frequência e período em que serão realizadas as leituras dos recalques.

Tal procedimento, que segue uma instalação de controle segundo a NBR 9061 (1995), utiliza um nível óptico de precisão que é interligado a um marco de referência (*bench mark*), além de uma mira em chapa de invar com escala graduada que é apoiada em pinos metálicos de extremidade esférica e que são engastados nos pilares da edificação, podendo ser fixos ou removíveis. Russo Neto (2005) esquematiza, em seu trabalho, o monitoramento de recalques e seus elementos, como pode ser visto na Figura 1. Russo Neto (2005) recomenda ainda que as leituras sejam feitas, sempre que possível, pelo mesmo operador, tanto do nível, como o da mira, verificando sempre se a base da mira está limpa e que, seja feita a instalação de mais de uma referência de nível no local, de modo a contemplar a aferição de eventuais deslocamentos e a propiciar um elemento de reserva contra eventuais acidentes de obra.

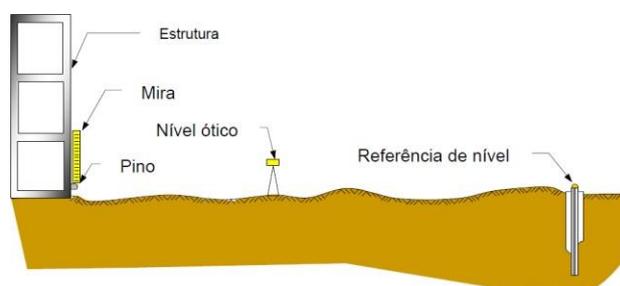


Figura 1. Esquematização do procedimento para monitoramento de recalques (RUSSO NETO, 2005).

Milititsky, Consoli e Schnaid (2008) apontam que os pontos de medição dos recalques devem ser escolhidos de modo a facilitar as leituras e fornecer os dados necessários ao acompanhamento do problema suscitado. Afirmam ainda que a periodicidade das medidas está relacionada com os efeitos a serem acompanhados, podendo ser diárias em casos especiais ou situações de risco, semanais em casos de escavações e execução de tirantes, mensais ou bimensais em casos de monitoramento de rotina e semestrais ou anuais quando os efeitos a serem verificados são de longo prazo.

Tendo em vista a importância do assunto, o presente trabalho mostra a prática de monitoramento de recalques em edificações, através de um caso de obra de um empreendimento residencial composto por duas torres com fundações superficiais em maciço rochoso, localizadas na cidade de Caruaru, Pernambuco.

## 2. APRESENTAÇÃO DO CASO DE OBRA

O caso de obra a ser analisado neste trabalho trata-se de um empreendimento residencial composto por dois edifícios em concreto armado, localizados na Av. Adjar da Silva Casé, Bairro Indianópolis, no

município de Caruaru- PE. As torres, intituladas “A” e “B”, possuem, respectivamente, 32 e 35 pavimentos tipo, além de ambas possuírem pavimento térreo com 2 níveis, 2 pavimentos de mezanino (onde localiza-se o estacionamento para os veículos dos moradores), pavimento de cobertura e ático reservatório superior).

Por se localizar na região do Planalto da Borborema, Caruaru apresenta um terreno com características resistentes, tendo a predominância de rochas pouco a muito fraturadas. Após a campanha de investigação de subsolo na área de estudo, que consistiu na execução de 14 furos de sondagens do tipo mista (8 furos na área da torre A e 6 furos na área da torre B), constatou-se a presença de um subsolo composto por uma camada superficial fina de solo arenoso pedregulhoso, seguido por uma camada de rocha alterada (área da torre A) e por aterro arenoso (área da torre B); finalmente, até a profundidade investigada (em média 10 m em relação ao nível do terreno), foi encontrado uma camada de rocha metamórfica alterada (cataclasito), com valores de RQD (*rocky quality designation*) predominantemente maiores que 80%, e ausência de nível d’água.

Devido às características do terreno, o projeto de fundações do empreendimento consistiu em sapatas isoladas e associadas, com bases assentes em cotas diferentes. As Figuras 2 e 3 mostram, respectivamente, o perfil geotécnico representativo e a projeção das sapatas da área da torre A, com a localização dos furos de sondagem executados; as Figuras 4 e 5 mostram, respectivamente, o perfil geotécnico representativo e a projeção das sapatas da área da torre B, com a localização dos furos de sondagem executados na área.

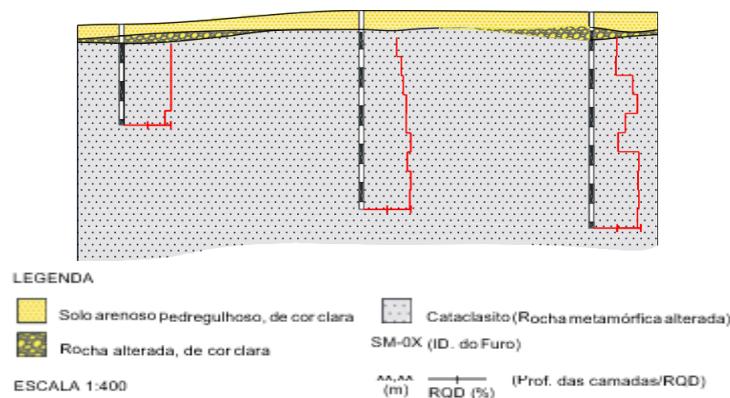


Figura 2. Perfil geotécnico representativo do terreno da torre A.

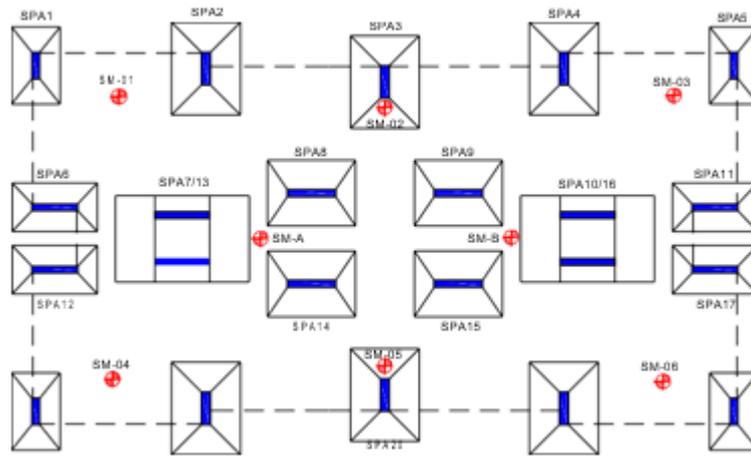


Figura 3. Projeção das sapatas da torre A

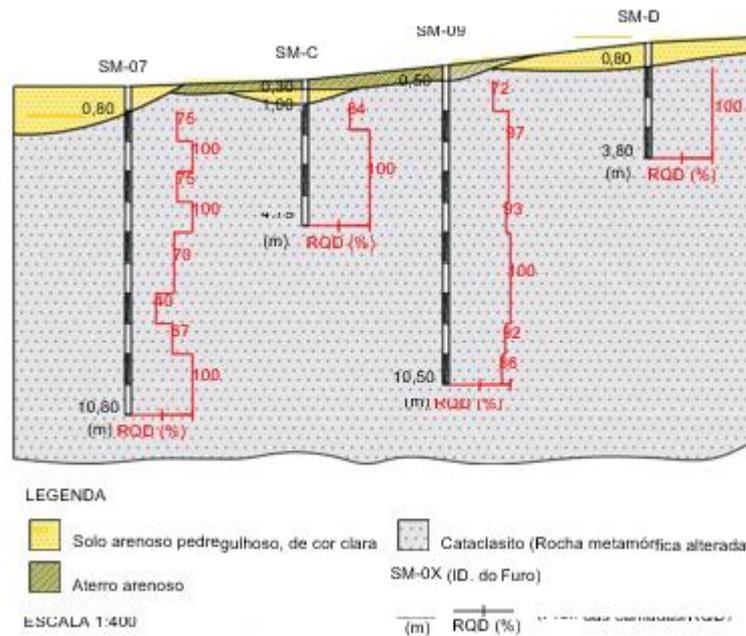


Figura 4. Perfil geotécnico representativo do terreno da torre B e localização dos furos de sondagem executados na área.

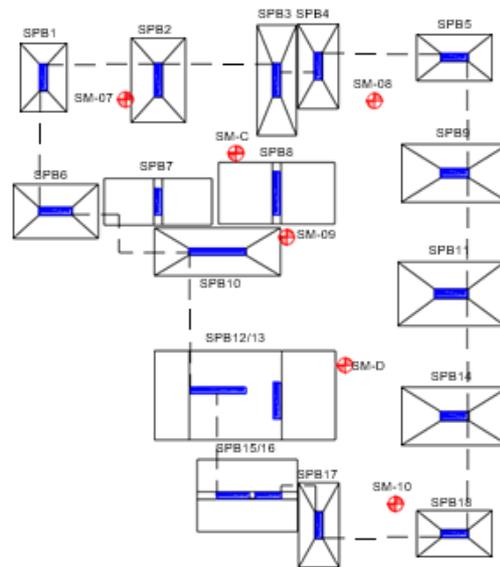


Figura 5. Projeção das sapatas da torre B e localização dos furos de sondagem executados na área

Durante a execução da obra, foram monitorados, de acordo com as recomendações previstas pelas NBR 6122 (2010), os recalques sofridos pela estrutura por meio de instrumentação de campo. O procedimento consistiu na instalação de pinos de monitoramento nos 22 pilares da torre A (PA01–PA22), e nos 18 pilares da torre B (PB01 – PB18), localizados no pavimento térreo, onde, por meio de um nível óptico, foram registrados os valores dos recalques parciais. As leituras foram realizadas em 6 diferentes estágios da obra, onde a primeira leitura foi realizada no momento em que foram instalados os pinos e a última leitura realizada após a conclusão da obra. As Tabelas 1 e 2 mostram, respectivamente, os diferentes estágios em que a obra das torres A e B se encontravam no momento das leituras de recalques.

Tabela 1. Estágios da obra da torre A.

Nº da leitura	Data da Leitura	Dias transc.	Estágio de obra Torre "A"
1	14/11/13	0	Laje do pav. térreo concluída
2	06/08/14	265	Laje do 25º pav. tipo concluída
3	04/11/14	355	Laje do ático concluída
4	28/04/15	530	Alvenaria interna do 32º pav. tipo concluída
5	23/10/15	708	Instalação de esquadrias no 17º pav. tipo
6	04/07/16	963	Obra concluída

Tabela 2. Estágios da Obra da torre B

<b>Nº da leitura</b>	<b>Data da Leitura</b>	<b>Dias transc.</b>	<b>Estágio de obra Torre “B”</b>
1	14/11/13	0	Laje do pav. térreo concluída
2	06/08/14	265	Laje do 29º pav. tipo concluída
3	04/11/14	355	Laje do ático concluída
4	28/04/15	530	Revestimento interno do 25º pav. tipo concluído
5	23/10/15	708	Instalação de esquadrias no 17º pav. tipo
6	04/07/16	963	Obra concluída

### 3. ANÁLISES E DISCUSSÕES

A Tabela 3 mostra os valores, em milímetros, dos recalques absolutos parciais medidos nos pilares da torre A, nos 6 diferentes estágios de obra mencionados.

Tabela 3. Recalques absolutos parciais da torre A.

Recalques (mm)						
Leituras						
Pilar	1 <sup>a</sup>	2 <sup>a</sup>	3 <sup>a</sup>	4 <sup>a</sup>	5 <sup>a</sup>	6 <sup>a</sup>
PA01	0.00	0.61	1.22	3.61	3.20	-
PA02	0.00	1.81	-0.14	4.94	4.44	-
PA03	0.00	2.28	0.59	6.04	5.59	-
PA04	0.00	3.29	1.78	7.74	7.51	-
PA05	0.00	1.59	-1.55	4.62	4.21	-
PA06	0.00	2.76	1.04	7.11	7.09	-
PA07	0.00	3.21	1.83	8.04	7.68	-
PA08	0.00	3.51	2.57	9.13	9.42	-
PA09	0.00	3.94	2.92	9.22	9.27	-
PA10	0.00	4.12	3.32	9.59	10.64	-
PA11	0.00	2.42	3.09	5.23	5.27	-
PA12	0.00	2.63	0.77	6.58	6.33	-
PA13	0.00	3.26	5.44	8.12	-	-
PA14	0.00	3.70	5.96	8.88	-	-
PA15	0.00	4.51	6.88	9.66	-	-
PA16	0.00	5.02	7.43	10.90	11.89	13.38
PA17	0.00	1.72	2.51	7.11	-	-
PA18	0.00	3.32	5.25	7.54	-	-
PA19	0.00	5.79	8.76	11.44	-	-
PA20	0.00	9.84	14.48	18.37	-	-
PA21	0.00	8.28	11.95	15.33	17.38	18.99
PA22	0.00	2.32	3.73	6.09	6.03	6.52

Nota-se que alguns recalques da 5<sup>a</sup> leitura e os recalques da 6<sup>a</sup> leitura não foram registrados, devido ao fato de que os pinos de monitoramento foram removidos pelos operadores da obra sem a autorização do responsável pelas leituras; pode-se ainda observar possíveis erros no registro desses valores de recalques dos pilares PA02 e PA05 durante a 3<sup>a</sup> leitura.

O recalque absoluto máximo final foi registrado no pilar PA21, com o valor de 18,99 mm; já o recalque diferencial máximo final foi registrado entre os pilares PA21 e PA22, com o valor de 12,47 mm.

A Tabela 4 mostra os valores, em milímetros, dos recalques absolutos parciais medidos nos pilares da torre B, nos 6 diferentes estágios de obra mencionados.

Tabela 4. Recalques absolutos parciais da torre B.

<b>Pilar</b>	<b>Recalques (mm)</b>					
	<b>Leituras</b>					
	<b>1<sup>a</sup></b>	<b>2<sup>a</sup></b>	<b>3<sup>a</sup></b>	<b>4<sup>a</sup></b>	<b>5<sup>a</sup></b>	<b>6<sup>a</sup></b>
PB01	0.00	1.84	1.80	3.87	3.92	-
PB02	0.00	4.60	4.50	6.93	-	-
PB03	0.00	5.90	6.98	9.90	11.02	-
PB04	0.00	6.51	7.18	9.91	11.11	-
PB05	0.00	4.23	2.93	5.97	-	-
PB06	0.00	3.15	3.57	6.45	6.91	-
PB07	0.00	4.17	4.43	6.81	7.39	-
PB08	0.00	4.90	5.27	7.57	8.10	-
PB09	0.00	4.17	3.80	6.01	-	-
PB10	0.00	3.31	3.40	5.64	7.72	-
PB11	0.00	6.27	7.10	9.69	10.50	12.15
PB12	0.00	3.02	3.74	5.45	5.65	-
PB13	0.00	3.34	3.97	6.35	6.35	-
PB14	0.00	2.61	2.50	5.02	5.41	6.18
PB15	0.00	1.68	1.75	-	4.63	-
PB16	0.00	2.13	1.92	4.29	4.45	4.51
PB17	0.00	2.92	3.50	5.48	6.66	6.62
<b>PB18</b>	<b>0.00</b>	<b>2.37</b>	<b>2.30</b>	<b>4.11</b>	<b>4.91</b>	<b>5.01</b>

Da mesma forma que ocorreu na torre A, observa-se que alguns recalques da 5ª leitura e os recalques da 6ª leitura da torre B não foram registrados, pelos mesmos motivos já mencionados anteriormente.

O recalque absoluto máximo final foi observado no pilar PB11, com o valor de 12,15 mm; já o recalque diferencial máximo final foi registrado entre os pilares PB11 e PB16, com o valor de 7,64 mm.

A Tabela 5 mostra o resumo dos principais valores de recalques registrados durante o monitoramento.

Tabela 5. Informações sobre os recalques observados.

<b>Recalques (mm)</b>	<b>Torre A</b>	<b>Torre B</b>
Rec. Absoluto máx.	18,99	12,15
Rec. Diferencial máx.	12,47	7,64

Os valores dos recalques diferenciais ficaram abaixo dos limites propostos por Bjerrum (1963) para as ditorções angulares (razão entre o recalque diferencial e a distância entre os centros das sapatas onde foi registrado o recalque diferencial) para o aparecimento de problemas em elementos estruturais, que é de 1/150.

A Tabela 6 registra os valores dos recalques médios obtidos pela média entre os valores registrados para cada leitura das torres A e B, além da média de recalques considerando as duas torres juntas.

Tabela 6. Recalques médios observados.

Leitura	Torre A	Torre B	(Torre A + Torre B)
1ª	0	0	0
2ª	3.63	3.73	3.68
3ª	3.97	3.98	3.98
4ª	8.42	6.26	7.34
5ª	7.73	6.98	7.36
6ª	12.96	6.89	9.93

Observa-se que, em relação ao recalque médio da torre A, o maior valor é notado na 6ª leitura (12,96 mm); já na torre B, o maior recalque médio pode ser observado na 5ª leitura (6,98 mm). Considerando as duas torres juntas, o maior recalque médio é observado na 6ª leitura, com o valor de 9,93 mm.

A Tabela 7 mostra os recalques médios observados nos pilares centrais e de extremidade da torre A; a Figura 6 representa a relação entre os recalques médios registrados nos pilares centrais e de extremidade da torre A em função dos dias transcorridos do monitoramento.

Tabela 7. Recalques médios dos pilares centrais e de extremidade - Torre A.

Leitura	Dias transcorridos	Recalques Médio – Torre A (mm)	
		Pilares centrais	Pilares extremidade
1ª	0	0	0
2ª	265	3.91	3.48
3ª	355	4.54	3.65
4ª	530	9.19	7.98
5ª	708	9.78	6.71
6ª	963	13.38	11.76

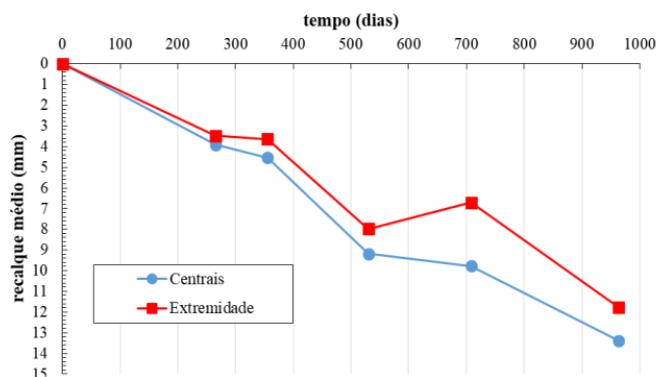


Figura 6. Recalques médios dos pilares centrais e de extremidade – Torre A.

A Tabela 8 mostra os recalques médios observados nos pilares centrais e de extremidade da torre B; a Figura 7 representa a relação entre os recalques médios registrados nos pilares centrais e de extremidade da torre B em função dos dias transcorridos do monitoramento.

Tabela 8. Recalques médios dos pilares centrais e de extremidade - Torre B.

Recalque Médio – Torre B (mm)			
Leitura	Dias transcorridos	Pilares	
		centrais	extremidade
1ª	0	0	0
2ª	265	4.54	3.63
3ª	355	4.54	3.81
4ª	530	6.79	6.34
5ª	708	8.10	6.86
6ª	963	-	6.89

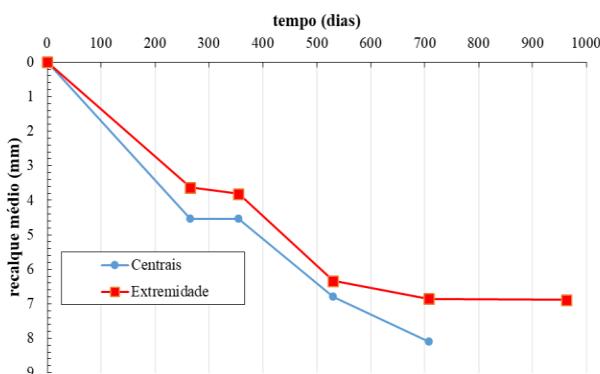


Figura 7. Recalques médios dos pilares centrais e de extremidade – Torre B.

É possível observar através das figuras 6 e 7 que os recalque médios obtidos nos pilares centrais são sempre maiores que os recalques nos pilares de extremidade em ambas as torres; pode-se dizer que isto ocorre devido ao fato de que os pilares centrais transmitem maiores esforços ao terreno se comparados com os de extremidade, gerando assim, maiores recalques. Pode-se mencionar ainda que, para as edificações analisadas, não ocorreu a estabilização de seus recalques até o fim do período de tempo em que foi realizado o monitoramento, provavelmente pelo fato de que, analisando seus últimos estágios da obra, ainda havia um aumento considerável de carregamento na estrutura, contribuindo, assim, para o aumento de seus recalques.

A Tabela 9 apresenta os valores das velocidades parciais da evolução dos recalques médios em função dos dias transcorridos do monitoramento realizado nas torres A e B; a Figura 8 apresenta o gráfico das velocidades parciais dos recalques médios em função do tempo transcorrido do monitoramento.

Tabela 9. Velocidades parciais dos recalques médios.

Velocidades Parciais (m/dia)			
Leitura	Dias transcorridos	Torre A	Torre B
1ª	0	0.00	0.00
2ª	265	13.70	14.08
3ª	355	3.78	2.78
4ª	530	25.63	13.03
5ª	708	-3.88	4.04
6ª	963	20.51	-0.35

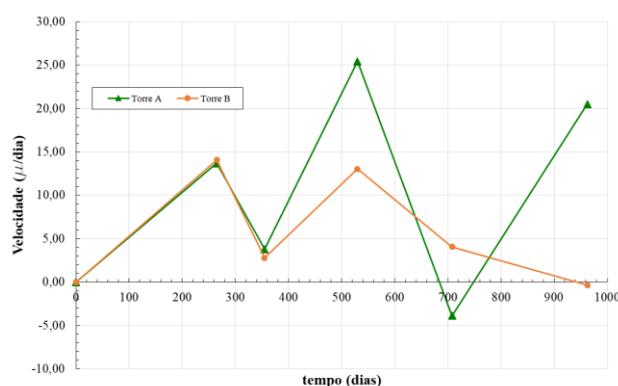


Figura 8. Velocidades parciais dos recalques médios.

As velocidades parciais dos recalques médios de ambas as torres apresentaram uma certa variação nos intervalos de tempo observados. As mesmas apresentaram valores abaixo do valor limite de

velocidade permitido para fundações superficiais e profundas em edificações em construção, que, segundo Alonso (1991), é de 200 m/dia.

## 4. CONCLUSÕES

O monitoramento de recalques por meio de instrumentação de campo mostrou-se, neste trabalho, essencial para analisar o comportamento da estrutura e do terreno de suporte das edificações citadas. Foi possível observar, para este caso de obra, a evolução de recalques com valores significativos, apesar de sua estrutura estar assente em subsolo rochoso com valores de RQD predominantemente maiores que 80%. Embora tenham apresentado valores de recalques diferenciais na ordem de 12 mm para a área da torre A e de 7 mm para a área da torre B, tais números não apresentam riscos e danos nos elementos estruturais das edificações, segundo os limites estabelecidos por Bjerrum (1963); além disso, considerando a velocidade dos recalques absolutos médios, os valores obtidos apresentaram-se bem abaixo dos limites determinados por Alonso (1991) para fundações de edifícios em fase de construção. A prática de monitoramento de recalques é, portanto, essencial para avaliar o desempenho e a segurança de construções, e deve ser considerada em projetos de fundações independentemente das características do terreno que dará suporte aos seus esforços.

## REFERÊNCIAS

ABNT. (1995). NBR 9061: Segurança de escavações a céu aberto, Rio de Janeiro, 31 p.

ABNT. (2010). NBR 6122: Projeto e execução de fundações, Rio de Janeiro, 91 p.

Alonso, U. R. (1991). Previsão e Controle das Fundações. São Paulo: Edgard Blucher, 156p.

Antoniazzi, J. P. (2011). Interação solo-estrutura de edificações com fundações superficiais. 139 f. Dissertação (Mestrado em engenharia civil e ambiental), Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria.

Bjerrum, L. (1963). Interaction between structure and soil. Proceedings... European CSMFE, Wiesbaden, Vol. 2, pp. 135-137.

Danziger, B. R., Carvalho, E. M. L., Costa, R. V., Danziger, F. A. B. (2005). Estudo de caso de obra com análise da interação solo estrutura. Revista de Engenharia Civil, n. 23, p. 43-54.

Gonçalves, J. C. (2004). Avaliação da influência dos recalques das fundações na variação de cargas dos pilares de um edifício. 141 f. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

Gusmão, A. D. (1990). Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações. 189 f. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

Milititsky, J., Consoli, N. C., Schnaid, F. (2008). Patologia das fundações. São Paulo, ed. Oficina de Textos, 207 p.

Mota, M. M. C. (2009). Interação solo-estrutura em edifícios com fundação profunda: método numérico e resultados observados no campo. 222 f. Tese (Doutorado em engenharia de estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

Rosa, L. M. P. (2016) Interação solo-estrutura: Análise contemplando a consideração da fluência do concreto.

203 f. Tese (Doutorado em engenharia civil), Universidade Federal Fluminense, Niterói.

Russo Neto, L. (2005). Interpretação de deformação e recalque na fase de montagem de estrutura de concreto com fundação em estaca cravada. 310 f. Tese (doutorado em geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

Santos, M. J. A. P. (2016). Interação solo x estrutura: análise de um caso de obra com acompanhamento dos recalques desde o início da construção. 139 f. Dissertação (Mestrado em engenharia civil), Universidade Estadual do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. Savaris, G., Hallak, P. H.

Maia, P. C. A. (2011) Understanding the mechanism of static soil-structure interaction – A case study. Soils and Rocks, ABMS, vol. 34, n. 3, p. 195-206.

# Capítulo 32

## ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E REOLÓGICA DE REJEITO GRANULAR E LAMA DEPOSITADA EM BARRAGEM DE REJEITOS DE MINERAÇÃO DE CARVÃO

*Christiane Ribeiro Müller (UNESC)*

*Jair Carlos Koppe (UFRGS)*

*Flávia Cauduro (UNESC)*

**Resumo:** A mineração, especialmente do carvão, foi o eixo central para o progresso da tecnologia industrial. Atualmente, em torno de 40% da geração de energia mundial está relacionada com a mineração de carvão. Os rejeitos da mineração de carvão, comumente chamados rejeitos piritosos mesmo não apresentando alto teor de pirita, são constituídos de material ácido que causa efeitos nocivos ao meio ambiente e, por isso, são depositados nas barragens de rejeitos. Apesar dos benefícios relacionados com a disposição de rejeitos da mineração, as barragens apresentam potenciais riscos já que acumulam grandes volumes de materiais. Neste contexto, a pesquisa vem de encontro com as necessidades impostas pela legislação ao buscar dados sobre os materiais depositados em uma barragem de rejeitos. Isto posto, o objetivo principal da pesquisa é a determinação das características geotécnicas do rejeito granular armazenado na barragem e, também, a determinação da viscosidade da lama (rejeito de granulometria fina) armazenada. O presente artigo é parte integrante de um estudo motivado pela ausência de modelos específicos para barragens de rejeitos que busca definir uma metodologia específica para simulações de rupturas de uma barragem de rejeitos de carvão.

**Palavras-chave:** Barragem, Rejeitos, Carvão, Geotecnia, Reologia.

## 1. INTRODUÇÃO

A mineração, ação ou efeito de minerar, em tempos modernos se trata de uma atividade cara e complexa em virtude das etapas necessárias até que ocorra a concentração do minério. Tal atividade, mesmo que possua a melhor e maior rentabilidade possível, apresenta, ao longo de seus processos, a geração de resíduos, os quais são classificados de estéreis ou rejeitos. De acordo com Boscov (2008, p. 13) “os estéreis são gerados pelas atividades de lavra que buscam alcançar o minério como, por exemplo, o decapeamento, enquanto que os rejeitos são resíduos resultantes dos processos de beneficiamento para a concentração do minério desejado”.

A mineração, especialmente do carvão, foi o eixo central para o progresso da tecnologia industrial. O carvão, rocha sedimentar originada a partir da decomposição de matéria orgânica, se trata de um combustível fóssil utilizado tanto para gerar energia elétrica em usinas termoeletricas quanto como matéria-prima para produzir aço nas siderúrgicas. Atualmente, em torno de 40% da geração de energia mundial está relacionada com a mineração de carvão. De acordo com Rubio (1988, p.16) “o beneficiamento de carvão representa um exemplo clássico de relações interligadas entre processamento de um recurso mineral, energia e impacto ambiental”.

No processo de extração e beneficiamento do carvão são geradas quantidades elevadas de estéreis e rejeitos em virtude das baixas relações estéril-minério, já que o carvão no sul do Brasil é considerado de baixa qualidade. Os rejeitos da mineração de carvão, comumente chamados rejeitos piritosos, mesmo não apresentando alto teor de pirita, são constituídos de material ácido que causa efeitos nocivos ao meio ambiente e, por isso, são depositados nas barragens de rejeitos.

Barragens de rejeito são estruturas construídas para disposição de de rejeitos nas bacias formadas à montante. As barragens evitam que o material depositado escoe diretamente para os cursos de águas superficiais. Conforme Portaria n° 70.389 do DNPM, “barragens de mineração são aquelas com atividades de direito minerário, construídas em cota superior às da topografia do terreno e utilizadas para contenção, acúmulo, decantação ou descarga de rejeitos, contendo, ou não, captação de água associada”. Como barragem de mineração ativa fica entendido, de acordo com a mesma portaria, aquela que esteja em operação, ou seja, “recebendo rejeitos e/ou sedimentos oriundos da atividade de mineração”. Vale ressaltar que órgão DNPM, Departamento Nacional de Produção Mineral, foi extinto no final do ano de 2017, sendo substituído pela Agência Nacional de Mineração (ANM).

Mesmo que a probabilidade de ruptura de uma barragem seja relativamente baixa, a ocorrência de um rompimento pode causar um dano catastrófico e um tanto irreversível. Desta forma, apesar dos benefícios relacionados com a disposição de rejeitos da mineração, as barragens apresentam potenciais riscos já que acumulam grandes volumes de materiais. Conforme Oliveira (2016), o risco das barragens está relacionado ao armazenamento de energia potencial. No caso de rompimento, a energia potencial armazenada se transforma, devido ao movimento, em energia cinética.

A energia cinética, também conhecida como energia de movimento, possui influência direta na propagação da onda de cheia. A propagação da onda de cheia, se relaciona com as vazões, com a velocidade de escoamento e com a viscosidade do material, além do tipo de material, rejeito de carvão no caso deste estudo. Tais fatos estão diretamente ligados com o máximo espalhamento do material no caso de um rompimento.

Considerando o contexto acima descrito, esta pesquisa vem de encontro com as necessidades impostas pela legislação ao buscar dados informativos sobre os materiais depositados na barragem. Isto posto, o objetivo principal deste trabalho é a determinação das características geotécnicas do rejeito granular armazenado na barragem e, também, a determinação da viscosidade da lama (rejeito de granulometria fina) armazenado no mesmo local.

A pesquisa entende que, para a simulação dos cenários de ruptura hipotética de uma barragem de rejeitos de mineração, dados a respeito da viscosidade do fluido serão considerados como de extrema importância, já que o rejeito armazenado é considerado como um fluido não newtoniano. Atualmente as modelagens são facilitadas a partir de *softwares* que retratam com alta precisão os dados físicos reais.

Deste modo, o presente artigo é parte integrante de um estudo motivado pela ausência de modelos específicos para barragens de rejeitos tanto no âmbito nacional quanto internacional, cujo objetivo principal como um todo busca definir uma metodologia específica para uma análise de ruptura de uma barragem de rejeitos de carvão.

## 2. MATERIAIS E MÉTODOS

Barragens de rejeitos são consideradas grandes obras da engenharia geotécnica. Relacionando esse tipo de barragens com a ciência mecânica dos solos, é possível afirmar que nestas, os rejeitos granulares são entendidos como o “solo” enquanto que a lama seria a “água”. Desta forma, existe

uma perda de resistência mecânica ao longo da vida útil das barragens, uma vez que os alteamentos são realizados com o próprio rejeito granular para aumento da capacidade do reservatório.

A Figura 1 apresenta o fluxograma de processos desenvolvido para o atendimento do objetivo proposto neste artigo. O desenvolvimento da pesquisa contemplou a caracterização do material em termos geotécnico e reológico.

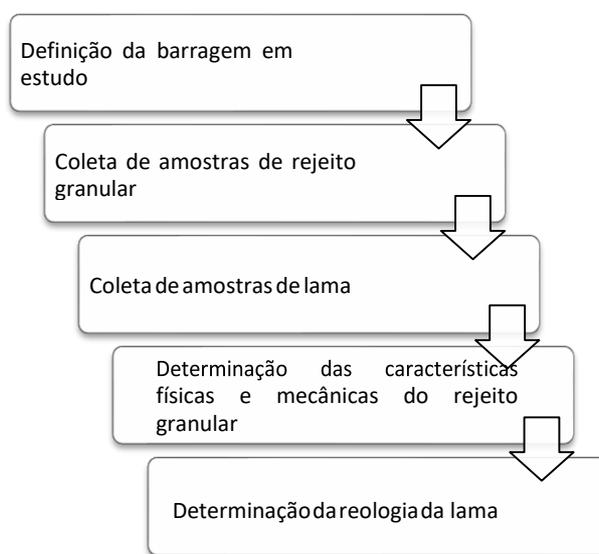


Figura 1. Fluxograma de processos.

O material granular coletado na barragem foi armazenado em sacos plásticos devidamente identificados. Foi encaminhado ao Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade do Extremo Sul Catarinense (UNESC) para realização da sequência de ensaios proposta. Inicialmente, em laboratório, o material foi encaminhado à estufa, onde permaneceu por um período entre 24 e 48 horas, conforme a umidade presente, etapa de preparação das amostras. De posse do material já seco, os ensaios foram realizados.

Já com relação à caracterização reológica, esta envolve a análise do rejeito produzido na usina de beneficiamento e descartado na forma de lama. Para esta pesquisa, a lama é composta por rejeito de granulometria fina oriundo do processo de beneficiamento de carvão e foi coletada na saída da tubulação que desagua o rejeito na barragem. O material, armazenado em uma bombona plástica higienizada, foi encaminhado ao Laboratório de Materiais Poliméricos (LaPol) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) para realização do ensaio de viscosidade. Para a determinação

da viscosidade foi utilizado o reômetro Brookfield LV DV-E. A utilização do equipamento do tipo LV foi decorrente do aspecto “líquido” da amostra.

Vale salientar que os ensaios de caracterização descritos foram executados de acordo com suas normas específicas previstas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), de acordo com a Tabela 1.

Tabela 1: Normas Técnicas (ABNT)

Norma	Descrição
6457/2016	Amostras de solo – Preparação para ensaio de compactação e ensaio de caracterização
7181/2016	Análise Granulométrica
6459/2016	Limite de Liquidez
7180/2016	Limite de Plasticidade
7182/2016	Ensaio de Compactação

### 3. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

#### 3.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO REJEITO GRANULAR

A caracterização geotécnica do rejeito granular foi iniciada com a amostragem, em quatro pontos, na praia de rejeitos da barragem, motivada pela diversificação de partículas observadas no local, conforme numeração apresentada na Figura 2. Os resultados serão apresentados conforme a localização dos pontos de coleta.



Figura 2. Localização dos pontos de coleta de amostras de rejeito granular.

## 3.1.1 GRANULOMETRIA SIMPLES, ÍNDICES FÍSICOS E DE CONSISTÊNCIA

Ao coletar quatro pontos, a expectativa era de que existisse um decréscimo no tamanho das partículas entre os pontos coletados, ou seja, o ponto 1 deve possuir maior granulometria e o 4, menor. Referente a questões geológicas, uma vez que o carvão, rocha sedimentar biogênica, é formado a partir de sedimentos de origem biológica responsáveis pela formação de depósitos de óleo, gás e carvão. Durante o processamento mineral, o material extraído é beneficiado e passa por processos de cominuição, fazendo com que suas partículas fiquem, ainda menores. Como, ao longo do processo, água é adicionada, existe, de certa forma, um elemento facilitador para o transporte das partículas, uma vez que a água atua como lubrificante.

Os resultados referentes aos ensaios de granulometria simples conforme ABNT NBR 7181:2016 estão apresentados na Figura 3. Nas curvas fica evidenciada a variabilidade nos tamanhos das partículas ao longo dos pontos de coleta. É possível observar que a presença de partículas com de menor tamanho ocorrem, como esperado, no ponto de coleta 4. Isto se dá devido aos movimentos que auxiliam no transporte do material fino, uma vez que as partículas maiores são mais pesadas e, por isso, tendem a apresentar menor energia para transporte.

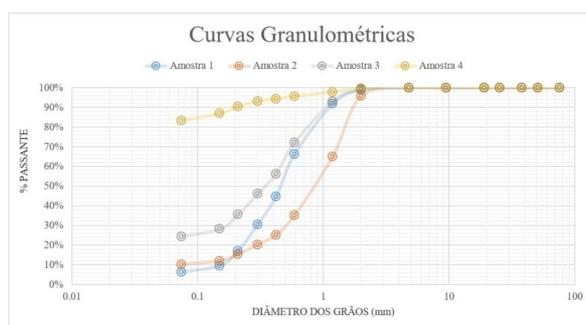


Figura 3. Curvas de determinação granulométrica.

A Tabela 2 apresenta um quadro comparativo com relação aos tamanhos das partículas presente nos pontos de coleta 1 a 4 de rejeitos granulares. A faixa de tamanho das frações presentes segue o proposto na norma, exceto para os finos, uma vez que estes foram classificados como o passante na peneira de número 200.

Tabela 2. Quadro comparativo referente às frações constituintes correspondentes às porcentagens retidas para as amostras 1 a 4.

Partículas		% retida – rejeitos granulares			
Fração	Faixa de tamanho	Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3	Ponto 4
Pedregulho	4.8mm a 7.6cm	1.03	4.20	0.84	0.27
Areia grossa	2mm a 4.8mm	32.70	60.70	26.98	4.06
Areia média	0.42mm a 2mm	49.74	20.41	38.00	6.65
Areia fina	0.05mm a 0.075mm	10.27	4.60	9.69	5.58
Silte + Argila (finos)	menor que 0.075mm	6.26	10.09	24.49	83.44

Conforme abordado anteriormente, fica evidenciada a presença de maior quantidade de finos no ponto de coleta 4. Ainda, o quadro resumo permite observar que os valores com relação aos finos tiveram variação crescente entre os pontos 1 e 4, ou seja, menor quantidade de finos está presente no ponto 1, equivalente a 6.26%, enquanto a maior quantidade no ponto 4, 83.44% da massa total.

Ainda, ao observar o quadro resumo, é possível perceber que a variação na presença de finos é bastante alta ao comparar o ponto 4 com os demais. Tal situação impacta diretamente na determinação dos índices de consistência, uma vez que os valores de finos obtidos nos pontos 1, 2 e 3 são inferiores a 35%, ou seja, a predominância é de material intermediário, dificultando, com isso, características relacionadas a plasticidade.

Com base nos resultados descritos acima, comprovado pela fração de finos nos resultados apresentados, as amostras referentes aos pontos de coleta 1, 2 e 3 se mostraram pouco coesas, não possibilitando a realização dos ensaios de limite de liquidez (LL) e limite de plasticidade (LP). O material, considerado de composição predominantemente de partículas intermediárias, não apresentou plasticidade suficiente para realização dos ensaios.

Com relação ao ponto de coleta 4, devido a sua composição predominante de finos, com, aproximadamente, 83% de material passante na peneira nº 200, os ensaios para determinação de LL e LP foram realizados e apresentaram valores de 40.11% e 25.05%, respectivamente.

## 3.1.2 CLASSIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS DE REJEITOS GRANULARES

Apesar das limitações impostas na coleta de alguns parâmetros das curvas de granulometria e nos limites de consistência, as classificações SUCS e HRB foram realizadas para as quatro amostras. Os resultados estão apresentados nas Tabelas 3 e 4, respectivamente.

Com base na totalidade dos parâmetros necessários, somente as amostras coletadas nos pontos 1 e 2 foram classificadas. Ambas as amostras, devido a quantidade de material passante na peneira n° 200 entre 5 e 12%, apresentam classificação com nomes duplos, envolvendo as duas classes.

Deste modo, a classificação SUCS resultou em um material denominado “areia mal graduada siltosa” para a amostra 1 e em “areia bem graduada siltosa” para a amostra 2.

Tabela 3: Resultados para classificação SUCS dos rejeitos granulares

Parâmetro	Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3	Ponto 4
% passante peneira n° 200	6.26	10.09	24.49	83.44
% retida peneira n° 4	0	0	0	0
D10 (%)	0.15	0.07	-	NP
D30 (%)	0.30	0.50	0.18	NP
D60 (%)	0.50	1.20	0.45	NP
LL (%)	NP	NP	NP	40.11
LP (%)	NP	NP	NP	25.05
IP (%)	NP	NP	NP	15.06
CC	1.20	2.98	-	-
CNU	3.33	17.14	-	-
Classificação SUCS	SP-SM	SW- SM	-	-

Com relação a classificação HRB, em virtude da ausência de LL, LP e, conseqüentemente, IP, além das porcentagens passantes na peneira n° 200, inferior a 35% e na peneira n° 10, superior a 50%, resultou em um mesmo tipo de material para as amostras dos pontos 1, 2 e 3, na classe A-2.

Quanto ao material coletado no ponto 4, como a porcentagem passante na peneira n° 200 é superior a 35%, este constitui o grupo de material de granulometria fina. Com base nos dados de LL, 40.11% e IP, 15.06, o material foi classificado com A-7-6.

Tabela 4: Resultados para classificação HRB dos rejeitos granulares

Parâmetro	Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3	Ponto 4
% passante peneira n° 10	98.97	95.80	99.16	99.74
% passante peneira n° 40	44.58	25.13	56.29	94.33
% passante peneira n° 200	6.26	10.09	24.49	83.44
LL (%)	NP	NP	NP	40.11
LP (%)	NP	NP	NP	25.05
IP (%)	NP	NP	NP	15.06
Classificação HRB	A-2-4	A-2-4	A-2-4	A-7-6

### 3.1.3 ENSAIO NORMAL DE COMPACTAÇÃO

O ensaio normal de compactação (Proctor Normal) foi realizado conforme ABNT NBR 7182:2016. A Tabela 5 apresenta um quadro resumo para melhor leitura dos resultados principais, peso específico seco e umidade ótima, para cada ponto. Na tabela é possível verificar que, a medida que avançamos para o ponto 4, o material necessita maior umidade. Esta condição é justificada pela maior quantidade de partículas finas presentes na amostra coletada no ponto 4, decorrente do transporte dos sedimentos mais leves. Com isso, é notável uma tendência de comportamento entre os pontos 1 e 2, uma vez que sua classificação, anteriormente apresentada, pertence à mesma classe. Já com relação aos pontos 3 e 4, a medida que aumenta a quantidade de finos, existe uma necessidade de aumento de umidade, fazendo com que os valores referentes às densidades secas sejam menores do que os obtidos para os pontos 1 e 2.

Tabela 5: Quadro comparativo dos resultados de compactação para os quatro pontos de rejeito granular

Parâmetro	Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3	Ponto 4
Peso específico seco (g/cm <sup>3</sup> )	1.470	1.465	1.440	1.240
Umidade ótima (%)	18.04	16.50	22.01	28.00

### 3.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO REOLÓGICA DA LAMA

A caracterização reológica envolve a análise do rejeito da usina de beneficiamento, descartado na forma de lama. Neste caso, é composta por material de granulometria fina oriundo do

beneficiamento de carvão e foi coletada na saída da tubulação que deságua o rejeito na barragem, apresentado na Figura 3.



Figura 4. Localização do ponto de deságue do rejeito fino (lama), na barragem.

A Tabela 6, apresenta os resultados obtidos ao longo do ensaio. Foram realizadas três leituras após a estabilização dos dados, visando a confiabilidade dos resultados obtidos. Para a realização do ensaio foi definida a velocidade de giro do *spindle* como 100 rpm e, também, verificada a temperatura no local, de 25.2°C.

Tabela 6: Resultados do ensaio de caracterização reológica para determinação da viscosidade da lama.

Ensaio	Viscosidade (cP)	Torque (%)
1	7.20	11.80
2	7.32	12.00
3	7.14	11.90
<b>Média</b>	7.22	11.90

Em termos de resultado final foi utilizada a média dos dados obtidos. Desta forma, 7.22 cP foi considerada a viscosidade dinâmica final a um torque de 11.9%, lembrando que 1 cP equivale a 1 mPa.s no SI. Sabendo que a viscosidade dinâmica da água, a 25°C, é de 0.89 mPa.s, ao comparar os resultados é notável a diferença existente quanto ao escoamento entre a água e o rejeito, uma vez que o rejeito se mostrou, aproximadamente, oito vezes mais viscoso apesar de seu aspecto “líquido”.

## 4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A pesquisa vem de encontro com as necessidades impostas pela legislação ao buscar dados iniciais e fundamentais com relação a caracterização geotécnica e reológica de materiais depositados em uma barragem de rejeitos. Tais dados são úteis no caso de modelagem de cenário de ruptura da barragem já que, atualmente as modelagens são facilitadas a partir de softwares que retratam com alta precisão os dados físicos reais.

O desenvolvimento da pesquisa contemplou a caracterização do material em termos geotécnico e reológico. Tais dados serão, futuramente, utilizados na modelagem dos cenários de ruptura da barragem, a partir da utilização de *softwares* específicos, seguindo a legislação vigente.

Para o desenvolvimento do trabalho foram realizadas coletas de material granular em quatro pontos da barragem de rejeitos em estudo, além da coleta em um ponto da lama depositada diretamente na barragem via tubulação. O entendimento sobre o tipo de material armazenado na barragem, tanto o rejeito granular quanto a lama, é considerado fundamental, uma vez que as barragens sofrem processos de alteamentos que estão diretamente relacionados com sua capacidade de armazenamento.

Vale salientar, ainda, que o dado a respeito da viscosidade será utilizado para a modelagem, pois o conhecimento a respeito da velocidade de escoamento permite que as previsões sobre zonas potencialmente afetadas pela ruptura da barragem sejam aprimoradas no detalhamento de questões ao longo do plano de segurança.

Tão importantes quanto os materiais de construção das barragens, estão os materiais de fundação e/ou a própria geologia quando favorável para se comportar como fundação. Assim, está apresentada a conexão existente entre as barragens de rejeitos e a mecânica dos solos, promovendo e favorecendo um estudo dos solos e dos enrocamentos das barragens, dados fundamentais para a garantia de segurança das grandes obras.

O presente artigo é parte integrante de um estudo motivado pela ausência de modelos específicos para barragens de rejeitos que busca definir uma metodologia específica para simulações de rupturas de uma barragem de rejeitos de carvão. Com isso, os resultados obtidos na caracterização do material servirão como base para a modelagem do mapa de inundação para tal barragem, conforme legislação de segurança atualmente em vigor no país.

## AGRADECIMENTOS

- Curso de Engenharia Civil e Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade do Extremo Sul Catarinense – UNESC;
- Laboratório de Pesquisa e Planejamento Mineiro da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – LPM/UFRGS;
- Laboratório de Polímeros da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – LaPol/UFRGS.

## REFERÊNCIAS

Agência Nacional de Mineração. *Portaria nº 70.389, de 17 de maio de 2017*. Cria o Cadastro Nacional de Barragens de Mineração, o Sistema Integrado de Gestão em Segurança de Barragens de Mineração e estabelece a periodicidade de execução ou atualização, a qualificação dos responsáveis técnicos, o conteúdo mínimo e o nível de detalhamento do Plano de Segurança da Barragem, das Inspeções de Segurança Regular e Especial, da Revisão Periódica de Segurança de Barragem e do Plano de Ação de Emergência para Barragens de Mineração, conforme art. 8º, 9º, 10, 11 e 12 da Lei nº 12.334 de 20 de setembro de 2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens - PNSB. DNPM, 2017. Disponível em: < <http://www.anm.gov.br/portaria-dnpm-n-70389-de-17-de-maio-de-2017-seguranca-de-barragens/view> >. Acesso em 10 de janeiro de 2018.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. *Amostra de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização: NBR 6457*. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. *Análise granulométrica método de ensaio: NBR 7181*. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

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

Associação Brasileira de Normas Técnicas. *Determinação do Limite de Plasticidade: NBR 7180*. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. *Ensaio de Compactação: NBR 7182*. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

Boscov, M.E. *Geotecnia ambiental*. São Paulo: Oficina de Textos, 2008.

Cruz, P.T. *100 Barragens Brasileiras – Casos históricos, materiais de construção e projeto*. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 1996.

Oliveira, A.M. *Mapeamento de áreas suscetíveis a inundação por rompimento de barragem em ambiente semiárido*. Tese de doutorado. 2016, 143p. Universidade de São Paulo. São Paulo, 2016.

Pinto, C.S. *Curso básico de mecânica dos solos*. São Paulo: Oficina de texto, 2001.

Rubio, Jorge. *Carvão mineral*. Porto Alegre, Nova Linha Artes Gráficas, 1988. V.1: Caracterização e beneficiamento.

# Capítulo 33

## ANÁLISE DA VIABILIDADE TÉCNICA DA ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS TROPICAIS COM UTILIZAÇÃO DE FINOS DE PEDREIRA

*Eduardo Delfino Botacim (Multivix)*

*Lucas Mageski Bergamaschi (Multivix)*

*Ligia Abreu Martins (Multivix)*

*Guilherme Ventorim Ferrão (Multivix)*

*Luiz Daniel Miranda de Oliveira (Multivix)*

**Resumo:** Na execução de obras rodoviárias geotécnicas, percebe-se que a necessidade de recursos naturais com alta resistência e baixa expansão se faz cada vez mais presente. No entanto, jazidas com solos que atendam tais requisitos por sua vez estão cada vez mais escassas. Neste contexto, pode-se aliar esta necessidade a um problema sofrido pela indústria de rochas ornamentais no estado do Espírito Santo, à qual durante a extração gera de 30% a 40% de resíduos que não possuem destinação adequada. Neste âmbito, o presente artigo consiste na caracterização e estudo de resistência à compressão por meio do ensaio de California Bearing Ratio (CBR) de misturas solo – granito com percentual de 0%, 15%, 25% e 35%. A adição de resíduo resultou no aumento da capacidade mecânica do solo. Analisando a utilização de tais misturas para a execução de sub-bases, percebe-se que a adição entre 18% e 28% de resíduos atinge valores superiores a 20% de CBR exigidos na norma DNIT 139/2010 ES.

**Palavras-chave:** Resistência, Sub-base, Finos de pedreira, CBR, Expansão

## 1. INTRODUÇÃO

A crescente preocupação da sociedade com a degradação do meio ambiente e o que isto irá acarretar às gerações futuras tem conduzido a técnicas de reduzir, reaproveitar e reciclar. No setor de rochas ornamentais no ano 2009, segundo a Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais - CPRM (2013) cerca de um milhão e cinquenta mil metros cúbicos de rocha foram extraídos, desse percentual entre 30% e 40% são resíduos, sendo que, de acordo com o Serviço Brasileiro de Respostas Técnicas - SBRT (2006), isto vem acarretando grandes impactos ambientais, principalmente devido ao fato de não possuírem uma destinação correta e adequada.

A utilização de resíduos para a estabilização de solos pode ser uma alternativa escolhida para o melhoramento de algumas de suas características naturais. O resíduo produzido por indústrias de mineração, normalmente não possui uma destinação adequada, de acordo com Silveira (2010) esses resíduos são depositados na forma de pilhas ou barragens com baixo controle geotécnico, comprometendo a qualidade técnica destas estruturas devido ao grande volume de resíduos gerados.

Segundo Fujimura et al. (1996), são considerados finos de pedreira os materiais de granulometria inferior a 4,8 milímetros (mm), derivados dos processos de perfuração, detonação e britagem de rochas.

Apesar de todo processo de beneficiamento de rochas ornamentais gerar finos de pedreira, Petrucci (1975) considera que os melhores finos de britagem são os que provêm de granitos e rochas com grande proporção de sílica. Visto que o material pulverulento que geralmente é trazido com os grãos provoca um consumo maior de água, visto que a sílica não possui características expansivas e de absorção.

Neste processo exploratório, Mendes (1999) identifica os tipos de impactos ambientais associados à exploração de pedreiras devido à geração de finos, como: poluição atmosférica, alterações no regime hidrológico, assoreamento em cursos d'água, ocupações indevidas de áreas, ruídos, vibrações e consumo excessivo de água. Corroborado por Taveira (1997), que por sua vez relaciona a dimensão dos impactos ambientais ocasionados por uma atividade de mineração, às características sociais e ambientais do meio, ao tamanho do empreendimento, às propriedades e localização da jazida e as tecnologias e tratamentos realizados.

Realizar o reaproveitamento desses resíduos em obras de construção civil, traz uma possibilidade de um direcionamento mais eficaz para esse subproduto da indústria de rochas ornamentais. Batista

(1976) enfatiza que no ramo rodoviário ou aeroportuário, a técnica de estabilizar um solo está intrinsecamente correlacionada com os métodos de tratamento adotados aos quais os solos são submetidos (sem aditivos ou com eles), de modo que se tenham os subleitos, sub-bases e bases e ocasionalmente os revestimentos, capazes de suportar as cargas do tráfego normalmente aplicadas sobre o pavimento.

De acordo com Batalione (2007) o comportamento laterítico desperta os maiores interesses na engenharia de pavimentação por possuírem comportamento que viabilizam o seu uso na produção de camadas de pavimento. Vargas (1994) reporta que a importância dos solos tropicais como material de construção rodoviária no Brasil foi reconhecida no final da década de 30, quando da criação da seção de solos e fundação do Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT).

O DNER (1981) exige que para a execução de sub-base um CBR maior que 20% e expansão e retração de até 1%, contudo Osinubi (1998) encontrou valores de CBR para solos lateríticos de 8 a 13% para o solo em estado natural. Com isso é necessário realizar uma estabilização tornando-o utilizável para esse fim. Neste âmbito, Silveira (2010) propõe utilizar os resíduos finos associados a materiais naturais (solo), a fim de melhorar as propriedades do mesmo e transformar o material sem valor econômico em um material ambientalmente viável em aplicações geotécnicas.

Neste contexto, Silveira (2010) ensaiou amostras de um solo com coloração avermelhada e grande parte de finos. A granulometria do solo foi de típica de silte-arenoso e dos resíduos foi de areno-siltosa. Os resíduos utilizados foram colhidos em duas pedreiras diferentes, ambas compostas por granito e micaxisto. As análises constituíam três amostras de solo, uma com o solo em seu estado natural e duas com a mistura solo e pó de pedra. As proporções foram 10%, 15% e 20% de resíduos em relação ao peso de solo natural. As amostras com adições de 10% e 15%, forneceram valores de CBR superiores a 20%.

Nos estudos de Batalione (2007) foram coletados três tipos de solo: sendo o primeiro caracterizado tátil e visualmente como sendo um cascalho de quartzo com frações de silte e argila, o segundo foi identificado como argilo-arenoso com plasticidade menor em relação ao primeiro e a terceira de um solo de cor avermelhada, composto por argila. As proporções de resíduo nas misturas foram de 15%, 25% e 35%. As amostras com adição de 15% e 25%, respectivas aos dois primeiros tipos de solo, forneceram valores de ISC superiores a 20%.

Sendo assim, ambas as pesquisas os compostos que trouxeram os valores de CBR superiores a 20%, tornaram a mistura capaz de ser utilizada em sub-bases de acordo com a norma ES 301 (DNER, 1997)

No entanto, faz-se necessária a análise diferenciada para cada tipo de rocha proveniente de cada tipo de pedreira, visto que por ser um material anisotrópico e heterogêneo as rochas apresentam uma variação extensa de propriedades, dentre elas resistência, em uma mesma classificação de origem.

Segundo Nogami e Villibor (1983) os métodos estudados para solos de rodovia utilizados nos países em desenvolvimento tem origem em países desenvolvidos os quais apresentam climas frios e temperados. Sendo eles baseados nas propriedades-índice de solos e para análise completa o CBR.

Os mesmos autores em Nogami e Villibor (1995) afirmam que estes métodos possuem limitações devido ao fato de não levarem em consideração as peculiaridades dos solos em regiões tropicais, tais como solos lateríticos e saprolíticos.

Fatores como esses fazem com que frequentemente os solos destas regiões tropicais sejam utilizados de forma inadequada comprometendo o desempenho da obra rodoviária interligada.

Mesmo com estas intercorrências, diante deste cenário, pretende-se investigar o comportamento mecânico de misturas solo – granito por meio do ensaio de CBR para utilização como base de rodovia. Visto que nas normas rodoviárias brasileiras este é o método utilizado. Com isso deseja-se avaliar conseqüentemente o efeito da adição de granito no que diz respeito à melhoria das propriedades mecânicas do solo estudado e analisar o percentual de aditivo ideal para a função desejada.

## 2. MATERIAIS E MÉTODOS

### 2.1 MATERIAIS

O solo estudado foi coletado em uma jazida localizada no município de Venda Nova do Imigrante, apresentado em seu estado natural uma cor avermelhada com cristais de quartzo em sua composição. Este material possuía a finalidade de camada superficial de estrada de terra na região. Tal escolha deveu-se aos problemas vistos nestas áreas pela falta de resistência do material. As amostras foram acondicionadas em sacos plásticos e transportadas até o laboratório de mecânica dos solos da faculdade Multivix Vitória.

O resíduo foi coletado em lavras de mineração de granito em Cachoeiro de Itapemirim, tendo como características uma cor acinzentada, granulometria inferior a 4.8mm e com muitos finos em sua

composição. Tal resíduo não possui destinação adequada para seu descarte. Tanto os resíduos quanto o solo estão representados nas Figuras 1.



(a)

(b)

Figura 1. (a) amostra de solo (b) amostra do resíduo

Foram utilizadas misturas solo – granito com teores previamente estabelecidos a partir de análise de estudos anteriores de melhoramento de estradas com materiais similares, de 0%, 15%, 25% e 35% de aditivo. Para isso o solo foi previamente misturado e quarteado antes da adição do granito.

## 2.2 MÉTODOS

Os ensaios foram separados em duas etapas. Na primeira etapa foram realizados os ensaios de caracterização das misturas de solo e do resíduo e na segunda os ensaios de expansão e California Bearing Ratio (CBR).

### 2.2.1 CARACTERIZAÇÃO DAS AMOSTRAS DE SOLO

Para a caracterização do solo em estado puro e das misturas, foram utilizados os métodos previstos nas seguintes normas: ensaio granulométrico (NBR 7181/16), massa específica do resíduo (9775/87), limite de liquidez (NBR 6459/16), limite de plasticidade (NBR 7180/16) e para o ensaio de compactação foi utilizado material com reuso e energia referente ao Proctor Normal (NBR 7182/16).

### 2.2.2 EXPANSÃO E CALIFORNIA BEARING RATIO (ISC)

O ensaio, descrito na NBR 9895/16, foi executado com energia de compactação do Proctor Normal, massa específica seca máxima e umidade ótima.

## 3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para uma melhor interpretação dos resultados, serão utilizadas as seguintes nomenclaturas: S0, S15, S25, S35 e RP para determinar o solo puro; mistura com adição de 15% de resíduo; mistura com 25% de resíduo; mistura com 35% de resíduo; e resíduo de pedra, na respectiva ordem.

### 3.1 CARACTERIZAÇÃO

Com a realização dos ensaios granulométricos, o solo natural teve sua classificação de acordo com o Sistema Unificado de Classificação (SUCS), como sendo uma areia siltosa (SM) com um percentual de 76,84% de areia em sua composição. O resíduo de pedra também teve sua classificação como sendo uma areia siltosa (SM), com 95,66% de sua massa sendo composta por areia. Todas as porcentagens de misturas também foram classificadas como sendo areno-siltosas.

Os valores correspondentes as granulometrias do solo, resíduos e das misturas se encontram na Tabela 1 e os gráficos representados na Figura 2 e 3.

Tabela 1. Análise granulométrica das misturas e do resíduo

Fração Granulométrica	S0	S15	S25	S35	RP
Pedra (%)	8,1	6,0	9,3	5,2	0
Pedregulho (%)	14,3	18,4	16,7	15,3	0
Areia grossa (%)	17,1	20,5	21,7	18,8	18,7
Areia média (%)	29,7	27,9	25,2	31,6	37,9
Areia fina (%)	30,1	26,9	25,6	27,7	39,0
Finos (%)	0,7	0,3	1,4	1,4	4,3

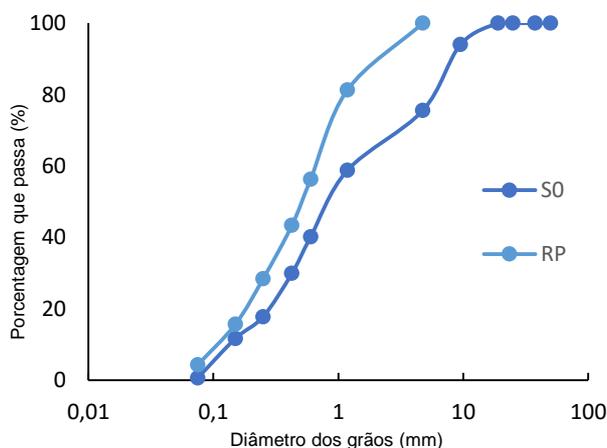


Figura 2. Curvas granulométricas solo puro e resíduo

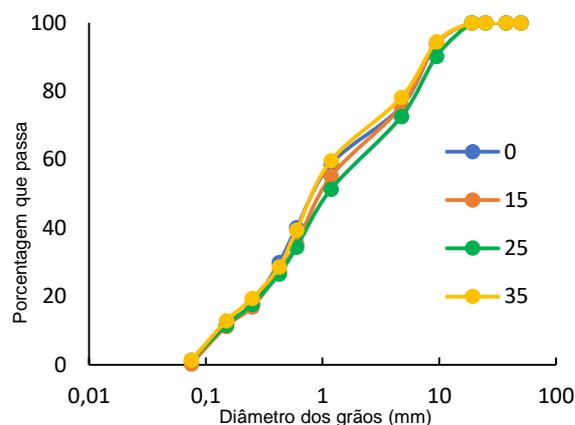


Figura 3. Curvas granulométricas misturas

Percebe-se que com a adição do resíduo, não houve nenhuma mudança significativa na granulometria natural do solo, visto que ambos os materiais já possuem naturalmente uma curva granulométrica semelhante. Sendo notável apenas uma suavização na curva, onde houve um acréscimo no teor de areia grossa em todas as porções, contudo na mistura com S35, ocorreu também um aumento considerável nas porções de areia fina e média provenientes do resíduo.

Para a classificação do solo foram realizados os limites de Atterberg, seus valores assim como índice de grupo e classificação do solo, estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 2. Limite de consistência, índice de grupo e classificações

<i>Síntese dos resultados</i>	<i>S0</i>	<i>S15</i>	<i>S25</i>	<i>S35</i>	<i>RP</i>
LL (%)	26,58	24,18	21,16	10,36	NL
LP (%)	NP	NP	NP	NP	NP
IP (%)	-	-	-	-	-
IG	0	0	0	0	0
SUCS	SM	SM	SM	SM	SM
AASHTO	A-3	A-3	A-3	A-3	A-3

Dados os valores dos limites de Atterberg, pode-se perceber uma redução do limite de liquidez com o aumento da adição de resíduo no solo. Isto pode ser explicado pelo fato que o pó de pedra é composto quase que totalmente por silte, com características não coesivas e de baixa absorção de água. Quanto ao limite de plasticidade, todas as porções se mostraram não plásticas, conseqüentemente as amostras não possuem Índices de Plasticidade.

Com os valores obtidos no ensaio granulométrico, é visível que tanto nas misturas e quanto no resíduo, mais de 51% da massa passou pela peneira 40 e menos de 10% passou pela peneira 200,

por essa razão seus Índices de Grupo foram determinados como sendo 0, sua classificação foi de um solo A-3, de acordo com AASHTO (1986).

Os valores de massa específica máxima seca e umidade ótima serão utilizados para a moldagem dos corpos de prova para a execução do ensaio de CBR estão apresentados na Tabela 3. As curvas de compactação estão presentes na Figura 4.

Tabela 3. Parâmetros de Compactação

Parâmetros	S0	S15	S25	S35
Massa específica seca máxima (g/cm <sup>3</sup> )	2,06	2,05	2,04	2,02
Umidade Ótima (%)	9,7	9,8	10,45	10,1

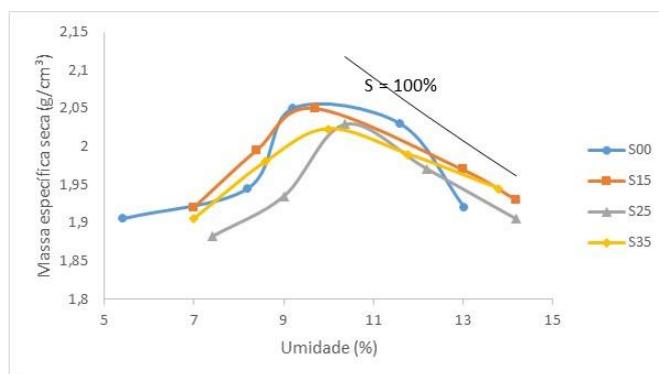


Figura 4. Curvas de Compactação

Para as curvas de compactação, pode-se perceber um decréscimo na massa específica seca máxima com o aumento do aditivo em todas as misturas. Quanto a umidade ótima, houve um aumento do índice até a amostra S25, seguido por uma redução na amostra S35, dado pelo fato de que os finos do solo foram substituídos quase que totalmente por pó de pedra, que por sua vez, não possui características de absorção de água.

### 3.2 EXPANSÃO E CALIFORNIA BEARING RATIO

Para a realização dos ensaios, os corpos de prova foram moldados utilizando valores de massa específica seca máxima e umidade ótima obtidos no ensaio de curva de compactação.

Analisou-se que tanto o solo puro quanto as misturas não apresentaram valores de expansão. Logo após, os corpos de prova foram retirados do tanque e levados à prensa hidráulica, para a medição do valor de CBR, seguindo os métodos previstos na norma DNIT 172/2016 – ME.

Quanto aos valores de expansão do solo, os resultados obtidos condisseram com o esperado para solos tropicais lateríticos, com granulação areno-siltosa. Os valores referentes aos parâmetros de moldagem, CBR e expansão, estão presentes na Tabela 4 e no gráfico na Figura 5 estão representados os pontos relativos aos teores de resíduos com seus respectivos valores de CBR.

Tabela 4. Condições de moldagem e resultado de CBR

Amostra	$w_{mold}$ (%)	$w_{mold}-w_{ót}$ (%)	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	GC (%)	CBR (%)	Exp. (%)
S0	9,77	0,07	2,06	98	10	0
S15	9,81	0,01	2,05	98	18	0
S25	10,53	0,08	2,04	99	23	0
S35	10,18	0,08	2,02	98	10,9	0

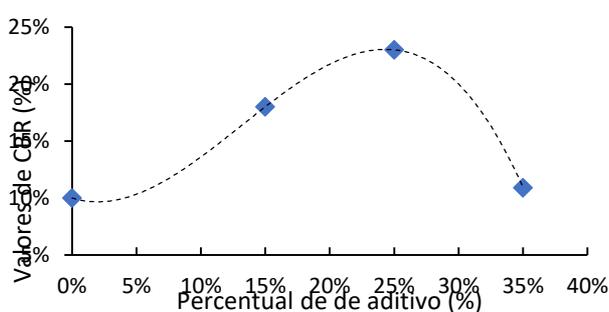


Figura 5. Relação CBR x Percentual de Aditivo

Com o gráfico representando os valores de CBR em relação aos percentuais de aditivos no solo, percebe-se um aumento até a resistência logo após 5% de adição, crescendo de forma acentuada até a mistura S25, nesta tendo atingido o CBR de 23%. Esse ganho pode ser justificado pela diminuição dos vazios da mistura, que fazem com que sua granulometria natural passe a ter uma correção, aproximando-a de uma distribuição bem graduada, ocasionando assim um ganho de resistência enquanto os finos do pó de pedra possam cobrir os espaços livres presentes no solo.

Contudo ao passar dessa porcentagem de adição, a resistência do solo começa a cair de forma rápida, como é visto na mistura S35. Evidencia-se o fato de que a partir de uma porcentagem de adição, o solo passa a não apresentar mais ganhos de resistência, podendo este fator estar relacionado ao aumento acentuado de finos. Portanto por haver altas concentrações de resíduos, o comportamento da amostra passa a ser coordenado pelas características intrínsecas ao pó de pedra, como: granulometria mal distribuída, alto índice de vazios, sem plasticidade e sem coesão, constituindo a perda de resistência.

Tendo como base o comportamento da linha de tendência, o solo apresenta um nível de CBR acima de 20%, no intervalo em que a adição de resíduos fica aproximadamente de 18% a 28%. Tal fato proporciona a possibilidade de utilizá-lo com menos aditivos e atingir os mesmos níveis exigidos na norma DNIT 139/2010 – ES para a execução de sub-bases, onde o solo deve apresentar o valor de CBR igual ou superior a 20% e expansão igual ou menor que 1%.

## 4. CONCLUSÃO

Por meio deste estudo analisa-se que adições de pó de pedra aumentaram a porcentagem de areia no solo, tornando a granulometria do solo melhor distribuída até a amostra S25, já na amostra S35, o solo apresentou uma quantidade de areia elevada e praticamente sem argila, transformando-o em um material com baixa coesão e granulometria mal distribuída. As características não plásticas e a expansão nula, devem-se à falta ou baixo percentual de argila, que é responsável pela coesão e boa parte da absorção de água do solo.

É visível que os valores de massa específica seca máxima diminuíram, e por consequência houve o aumento dos índices de vazios em todas as misturas, tal fato diz respeito ao pó de pedra ter uma massa específica elevada e uma curva granulométrica mal graduada, dando origem a falhas de granulação no solo, principalmente na amostra S35. Consequentemente os valores de umidade ótima aumentaram juntamente com o teor de resíduo até a amostra S25, e na amostra S35 começou a cair, dado que o resíduo substituiu quase que totalmente os finos do solo, entretanto por ser um material que não retém muita umidade, a queda do valor foi condizente com o esperado.

Por conseguinte, o fato das misturas evidenciarem um comportamento não expansivo, ocorreu de acordo com o esperado, considerando que a quantidade de material passante na peneira 200, foi inferior a 2% e desse percentual a grande maioria foi de silte proveniente do pó de pedra, um material não plástico e de baixa absorção de água.

Ao analisar o comportamento relacionado a resistência do solo, a amostra S25 apresentou os melhores resultados de CBR, com o valor de 23%, contudo de acordo com a linha de tendência, a mistura está contida em um intervalo de adições de 18% à 28%, no qual esses percentuais de resíduos, apresentaram valores de CBR iguais ou superiores a 20%, o que faz com que amostras com índices mais próximos dos valores mais baixos de adições dentro dessa faixa, se tornem mais atraentes no âmbito econômico e prático. No entanto, todo intervalo proporcionou misturas de solos aptas a serem utilizadas como camada de sub-base de acordo com a norma DNIT 139/2010 – ES.

Tal resultado corroborou com as pesquisas de Batalione (2007) e Silveira (2010) que encontraram resultados positivos de melhora de resistência mecânica de solos com a adição de finos. Ambos os autores, obtiveram resultados coerentes aos do presente artigo. Batalione (2007) ensaiou misturas que apresentaram granulometrias de solos argilo-arenosos, areno-siltosos e pedregulho-siltosos, com massa específica de aproximadamente  $27 \text{ kN/m}^3$ , sem expansão e com CBR máximo de 28%

obtido nas misturas areno-siltosas com 25% e 35% de adição. Silveira (2010) ensaiou um solo argilo arenoso, com massa específica variando entre  $17 \text{ kN/m}^3$  e  $18 \text{ kN/m}^3$ , com 0,25% de expansão e com CBR máximo de 24% obtido em uma mistura com 10% de resíduo.

Percebe-se que por se tratarem de solos parecidos, os resultados do presente artigo apresentaram valores de massa específica, porcentagem de mistura e valor de CBR máximo próximos aos obtidos por Silveira (2010), contudo, quanto à expansão, o solo estudado possui maior quantidade de areia e silte, o que fez que se comportasse de maneira não-expansiva.

Tornar um solo natural com 10% de CBR, em uma mistura com 23% de CBR, adicionando apenas um resíduo que não possui nenhuma aplicação e por consequência, contém baixo valor agregado, mostra que um solo de baixa resistência, presente em grande escala na região de Venda Nova do Imigrante, pode ser transformado em um material capaz de ser implementado em camadas de rodovias.

Vale-se ressaltar a necessidade de se realizar os ensaios utilizando resíduos de outros tipos de rochas ou outros tipos de granito para poder validar a utilização do método. Também seria de grande valia a análise deste material em outros métodos de ensaio de resistência para rodovia como o MCT. Além disto é importante analisar a viabilidade econômica da aplicação da mistura solo resíduo em um pavimento comparando-o com os materiais tradicionalmente utilizados. Por fim, sabendo que as obras geotécnicas podem apresentar algumas divergências em campo da escala laboratorial é necessário executar um pavimento experimental com a mistura de melhor desempenho e monitorar o seu desempenho com o passar do tempo.

## REFERÊNCIAS

American Association of State Highway and Transportation Officials. AASHTO guide for design of pavements structures. Washington, D.C., 1986.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6457: Amostras de solo — Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 2016.

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

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7180: Solo – Determinação do limite de Plasticidade. Rio de Janeiro, 2016.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7181: Solo - 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 9895: Solo – índice de Suporte Califórnia. Rio de Janeiro, 2016.

Batalione (2007), G. Estabilização de solos tropicais com utilização de rejeitos finos de pedreira de uma rocha granítica. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Distrito Federal.

Batista, C.F.N. (1976). Pavimentação. Globo, volume II, 2ª edição, Porto Alegre, RS. 336p.

Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais. (2013) Atlas de Rochas Ornamentais do Estado do Espírito Santo. Brasília, DF.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Trânsito. DNIT 139. (2010) Pavimentos – Sub-base estabilizada granulometricamente. Brasília, DF.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Trânsito. DNIT 172. (2016) Solos – Determinação do Índice Califórnia utilizando amostras não trabalhadas – Método de ensaio. Brasília, DF.

Departamento Nacional de Estrada de Rodagem. (1981) Método de Projeto de Pavimentos Flexíveis. Rio de Janeiro, RJ.

Departamento Nacional de Estrada de Rodagem. DNER ES 301. (1997) Pavimentação – sub-base estabilizada granulometricamente. Rio de Janeiro, RJ.

Fujimura, F. et al. (1996) Environmental issues and profitable uses of stone quarry fines. International Conference on Environmental Issues and Waste Management in Energy and Mineral Production, Cagliari. Italia

Mendes, K.S. (1999) Viabilidade de Emprego de Finos de Basalto em Concreto Compactado a Rolo. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP.

Nogami, J. S.; Villibor, D. F. (1983) Solos tropicais lateríticos e saprolíticos e pavimentação. 18ª Reunião Anual de Pavimentação. Porto alegre, RS.

Nogami, J. S.; Villibor, D. F. (1995) Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos. São Paulo, SP, Osinubi, K. J. (1998) Influence of compactive efforts and compaction delays on lime-treated soil. Journal of Transportation Engineering. Março/Abril.

Petrucci, E. G. R. (1975) Materiais de Construção. 3 ed. Porto Alegre: Globo. Porto Alegre, RS.

Serviço Brasileiro de Respostas Técnicas. (2006) Mármore e granito: lavra, beneficiamento e tratamento de resíduos. Rede de Tecnologia do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.

Silveira, R. N. P. O. (2010) Análise das propriedades físicas e mecânicas de dois resíduos finos de pedra para utilização em pavimentos rodoviários. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Distrito Federal.

Taveira, A. L. S. (1997) Análise Qualitativa da Distribuição de Custos Ambientais. Estudo de Caso da Samarco Mineração. Dissertação de Mestrado em Administração e Política de Recursos Minerais, Universidade Estadual de Campinas; Campinas, SP.

Vargas, M. (1994). A engenharia de solos e fundações no Brasil. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo USP, SP, p. 147-180.

# Capítulo 34

## MONITORAMENTO CONTÍNUO EM AMBIENTES SUBTERRÂNEOS

*Alexandre Assunção Gontijo (MecRoc Engenharia)*

*Antônio Rafael da Silva Filho (AERON)*

*Francisco Ribeiro Fonseca Reis (AERON)*

*Igor Machado Mâlaquias (AERON)*

*Paula de Mello Martins (MecRoc Engenharia)*

*Romero Cesar Gomes (UFOP-NUGEO)*

**Resumo:** Esse trabalho visa apresentar uma nova metodologia para a medição de convergência em ambientes subterrâneos dentre os quais cavernas, minas subterrâneas e túneis. A metodologia apresentada é baseada na utilização de um sensor ótico de distância conectado a um sistema de aquisição de dados de forma a permitir o monitoramento da convergência em tempo real sem a necessidade de intervenção humana. Esta metodologia está sendo implementada a um novo equipamento, o Sistema de Monitoramento de Dinâmica de Rocha (SMDR). Serão apresentados os resultados dos testes realizados para validação da metodologia em locais onde o SMDR foi testado, bem como, uma comparação com o método convencional, que na qual foi possível observar que esta metodologia possibilita caracterizar de forma detalhada as movimentações ocorridas pontualmente na galeria.

**Palavras-chave:** Mina subterrânea, Convergência, Cavernas, Dinâmica de Rocha, túneis.

## 1. INTRODUÇÃO

Conhecer e entender geotecnicamente os ambientes subterrâneos tem sido um grande desafio mundial. Subdividido em escavações (túneis e minerações) e em cavernas, estes ambientes requerem estudos e análises distintas.

Em túneis, a necessidade de construí-los se torna fundamental para otimizar os espaços urbanos e rodoviários, enquanto que nas minerações, o foco é reduzir passivos ambientais e buscar minerais que se tornam mais escassos na superfície, propiciando um desenvolvimento de atividades subterrâneas com profundidades consideráveis.

Nas escavações, garantir a estabilidade requer uma investigação geomecânica detalhada sobre o maciço rochoso (contínuo/descontínuo), desde qualidade, resistência mecânica das rochas, direção das tensões, performance do desmonte, tipo de fortificação, definição de estruturas geotécnicas e o monitoramento geomecânico das aberturas/vãos.

Em relação às cavernas naturais, existe pouca informação disponível na literatura sobre análise de estabilidade, e um dos principais modos de acompanhar e controlar quaisquer danos ocorridos devido às operações mineiras nas proximidades é a utilização de sismógrafos de engenharia, realizando o controle de influências sismográficas proveniente do desmonte de rocha.

Desde 15 de junho de 1990, minerações com operações nas proximidades de cavernas naturais devem seguir a Portaria do IBAMA Nº 887, ou seja, são proibidos desmatamentos, queimadas, uso de solo e subsolo ou ações de quaisquer natureza que coloquem em risco as cavidades naturais subterrâneas e sua área de influência, a qual compreenda os recursos ambientais, superficiais e subterrâneos, dos quais dependam sua integridade física ou seu equilíbrio ecológico.

A área de influência de uma cavidade natural subterrânea é definida por estudos técnicos específicos, obedecendo às peculiaridades e características de cada caso. O raio de influência deverá ser identificado a partir da projeção em superfície do desenvolvimento linear da cavidade considerada, ao qual será somado um entorno adicional de proteção de, no mínimo, 250 (duzentos e cinquenta) metros.

Com o objetivo de se ampliar e facilitar o monitoramento em ambientes subterrâneos, é proposta uma nova metodologia baseada na aquisição contínua de sinais de sensores instalados na cavidade.

Neste trabalho será apresentada a metodologia para monitoramento das cavidades, o desenvolvimento de um sistema para tal e resultados de testes em campo deste sistema.

## 2. OBJETIVO

Neste trabalho será detalhada a nova metodologia para a medição de convergência baseada em sensores óticos conectados a um sistema de aquisição de dados contínuo, com armazenamento local das informações e possibilidade de envio remoto.

Serão apresentados resultados obtidos em testes realizados com o sistema desenvolvido, a saber, SMDR (Sistema de Monitoramento de Dinâmica de Rocha), em escavações subterrâneas, utilizando processos tradicionais para validação/comparação dos resultados, e em cavernas naturais, assim como discutir as vantagens de um monitoramento contínuo perante técnicas convencionais.

O sistema foi testado na Mina Cuiabá, de propriedade da AngloGold Ashanti Córrego do Sítio Mineração, localizada na cidade de Sabará – MG, e em uma caverna natural nas proximidades de uma operação de Mina da VALE no Quadrilátero Ferrífero; onde neste trabalho serão apresentados os resultados destes testes, além de uma interpretação dos dados.

## 3. SISTEMAS DE MONITORAMENTO CONVENCIONAIS

Em escavações subterrâneas em maciço rochoso, alguns desafios especiais são comuns de se enfrentar. Afim de compreender questões envolvidas no processo de concepção de monitoramento, que é a principal ferramenta de controle para avaliar a estabilidade das galerias e/ou realces na fase de construção e serviço, é importante ressaltar a necessidade de investigar e conhecer detalhadamente o maciço rochoso, principalmente, no entorno da escavação.

Devido a não existir Norma ABNT para monitoramento de escavações subterrâneas, é recomendado seguir a ASTM D 4403 (*Standard Practice for Extensometers Used in Rock*); e mesmo, apesar desta validar vários métodos de monitoramento, enfatizaremos duas metodologias principais de medição e monitoramento de deslocamento em escavações subterrâneas, que são os deslocamentos da superfície da galeria, e os deslocamentos internos que ocorrem no maciço rochoso. A seguir será descrito brevemente cada um desses sistemas:

### 3.1 DESLOCAMENTO DA SUPERFÍCIE DA ESCAVAÇÃO

O principal método de se medir o deslocamento na superfície da galeria é utilizando técnicas de convergência, que consiste em um sistema de monitoramento pontual do qual podemos realizar leituras sistemáticas ao longo da seção de uma escavação para monitorar a deformação desta

(abertura ou fechamento). As medidas são realizadas, com equipamentos analógicos ou digitais, com uma periodicidade de leituras pre-definida, sendo que o valor lido é comparado ao longo dos dias.

## 3.2 DESLOCAMENTO INTERNO NO MACIÇO ROCHOSO

Diversos equipamentos são utilizados para verificar a variação dos deslocamentos internos no maciço rochoso, sendo que os mais populares são os extensômetros. O princípio de funcionamento desses equipamentos, podem variar de acordo com cada fabricante, porém, para um simples entendimento, consiste em ancorar dentro de um furo no maciço uma haste que seja capaz de mensurar, por meios de potenciômetros o deslocamento. Utilizados para se monitorar os diversos níveis de deslocamento em várias profundidades no maciço rochoso; variados extensômetros estão disponíveis, com materiais diferentes de hastes, de tipos e/ou número de ancoragens distintas, além de possibilitar leituras mecânicas e automáticas.

## 4. O SMDR

Acompanhando a evolução tecnológica, e atendendo as necessidades de monitoramento geomecânica em ambientes subterrâneos, foi desenvolvido o SMDR. Valendo da sua alta capacidade de processamento e armazenamento, é possível coletar dados de forma contínua e automática, com possibilidade de coleta remota de dados para facilitar e agilizar a operação. Sendo que a natureza dos dados coletados dependem apenas da escolha dos sensores conectados ao sistema, por exemplo, sensor de vibração, sensores de distância, umidade e temperatura.

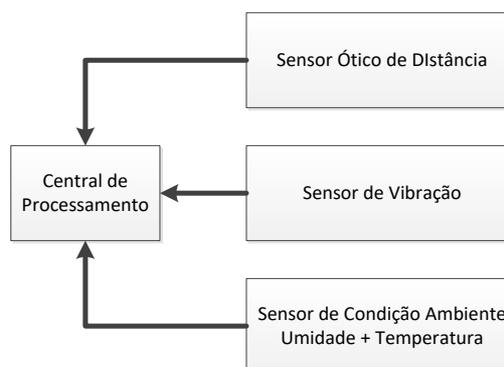


Figura 01. Esquema de funcionamento do SMDR

Um sistema eletrônico central é responsável pelo processamento e armazenamento dos sinais de todos os sensores. Essa central é própria e desenvolvida exclusivamente para o SMDR.

O SMDR, no presente trabalho, foi configurado para a instrumentação geomecânica, de deslocamento da superfície, e das condições climáticas (umidade e temperatura) nos ambientes subterrâneos.

A convergência local é avaliada através de sensores eletrônicos óticos capazes de mensurar uma determinada distância, (até 99 m) com alta precisão (0,03 mm), e uma alta taxa de aquisição sendo tomadas várias medidas ao longo de um dia. Esse valor de distância pode então ser avaliado ao longo do tempo para verificar se existe qualquer pequeno deslocamento, ou movimentação entre laterais/tetos de uma escavação subterrânea ou um conduto de uma caverna.

Um sensor de temperatura e umidade registra as condições climáticas no local de sua instalação. Apesar de não ser um parâmetro geomecânico, monitorar o ambiente de trabalho dos operadores, é uma informação relevante para Saúde e Segurança, enquanto que em cavernas naturais, tais informações são essenciais para estudos bioespeleológico do interior da caverna, utilizado para definir o grau de relevância da mesma, por esse motivo optou-se por incluir esses sensores no sistema de monitoramento proposto.

Os dados coletados são armazenados em uma memória interna do sistema, e podem ser descarregados frequentemente através de um computador, ou quando se desejar o sistema pode ser conectado a uma central através de um sistema de rádios, enviando informações em tempo real sobre as grandezas medidas.

## 5. ENSAIOS DE CAMPO

### 5.1 MINERAÇÃO SUBTERRÂNEA

Com o objetivo de validar a metodologia proposta foram realizados testes na Mina Cuiabá, AngloGold Ashanti, em uma galeria, que tem como dimensão 5,5 x 5,5 m, (*drive*) sobrejacente à área da lavra no nível 09, à 670 m de profundidade, conforme ilustra a Figura 2, com dimensões de 5,5 x 5,5 m.

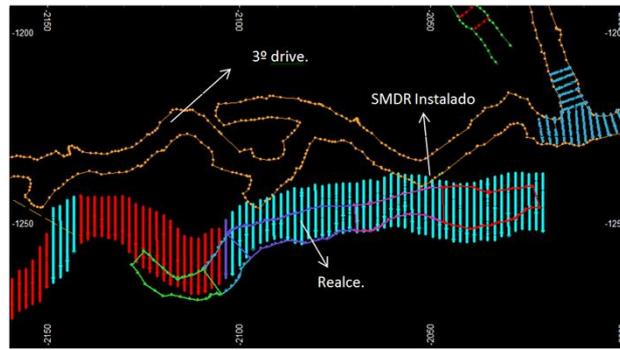


Figura 02. Localização da instalação do SMDR

De maneira simplificada, a sequência litológica presente na região das atividades compreendem de Sericita Clorita Xisto no *Hanging Wall*, BIF's (*Banded Iron Formation*) como minério e Xisto Carbonoso no *Foot wall*; e de acordo com o mergulho e potência do corpo de minério o método de lavra definido foi corte e enchimento (*cut and fill*), porém em suas etapas finais, foram desenvolvidas galerias sobrejacentes (*drives*) no contato do minério com o *Foot Wall*, para a realização de perfuração longa.

Detonações do realce, associados com a curvatura da Galeria (*drive*), permitiram que ambas escavações se aproximassem, chegando a uma distância mínima vertical de 1,6 m, conforme Figura 3.

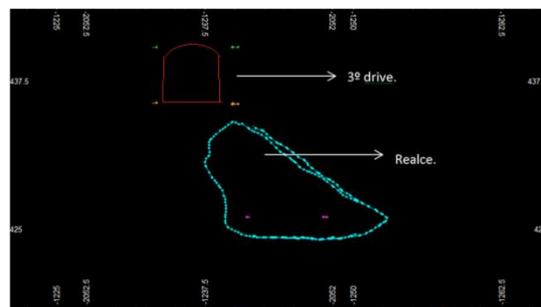


Figura 03. Pilar entre Realce e galeria onde foi instalado o SMDR

Para a validação dos resultados do sensor de distância ótico conectado ao SMDR, a AngloGold instalou 03 seções de convergência espaçadas de aproximadamente 2m, conforme Figura 04.



Figura 04. Local de instalação do SMDR juntamente com 03 seções convencionais utilizadas pela Mina

Sendo que as leituras de convergênciometria da AngloGold eram realizadas periodicamente através de convergenciômetros analógicos medidos através da utilização de fios invar, por possuírem uma propriedade de baixo coeficiente de dilatação térmica.

## 5.2 RESULTADOS

Serão apresentados os resultados obtidos com o SMDR durante o período em que o mesmo ficou instalado na Mina Cuiabá. A Figura 5 apresenta uma comparação entre os dados não tratados obtidos pelo SMDR e as medições realizadas, convencionalmente, pela equipe da Anglo Gold na seção mais próxima do local de instalação do sensor ótico.

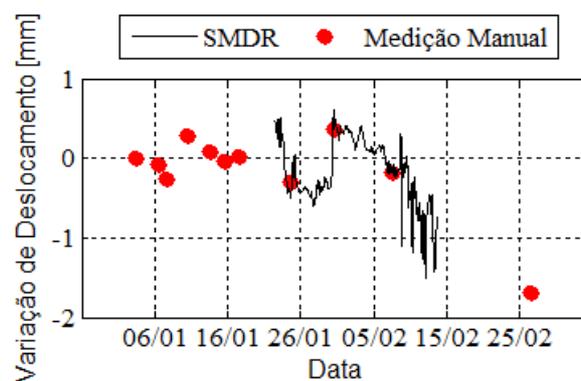


Figura 5. Dados de variação do deslocamento

Primeiramente observa-se que os pontos medidos pela equipe da AngloGold estão coerentes com os medidos pelo SMDR e indicam uma tendência de fechamento da galeria monitorada.

Também é possível observar que a quantidade de pontos medidos manualmente é muito inferior à quantidade medida pelo SMDR como mostrado na Tabela 1, devido que, operacionalmente, é

necessário um desprendimento de equipe para a realização das leituras, fato esse que dificulta uma sequência intensa de dados.

Tabela 1. Comparação da Taxa de Aquisição do SMDR e da medição da AngloGold.

Tipo de Medição	Taxa de Aquisição Média (pontos/dia)
SMDR	46000
Medição Manual	0.1

A maior capacidade de aquisição de dados do equipamento proposto permite uma melhor caracterização do comportamento da escavação. Por exemplo, na medição manual não se observa o pico de deslocamento entre os dias 16/01 e 26/01. Também há um deslocamento acentuado de 1.5 mm de amplitude entre os dias 07/02 e 26/02 que necessita de 19 dias para ser percebido devido à ausência de medições no período.

A partir do dia 07/02, iniciou-se um trânsito constante de equipamentos pesados (caminhões e carregadeiras) próximo ao SMDR.

E é possível notar que após este dia os dados do SMDR se tornam mais ruidosos devido à presença de máquinas em operação e detonações nas proximidades com um raio mínimo de 30 m.

Como a convergência medirá deslocamentos de superfície, acredita-se que pequenas amplitudes de vibrações, detonações e trânsito de equipamentos pesados possam movimentar levemente tais blocos, já discretizados da qual instalamos as seções de leituras. Por esta razão, chama-se a atenção para a qualidade de instalação das seções, conforme recomenda a ASTM D 4403. A Figura H mostra deslocamentos de até 1,4 mm devido a estas operações citadas.

Para facilitar a análise de convergência da galeria o sistema permite também gerar os dados eliminando ruídos presentes no sinal como mostrado na Figura 6.

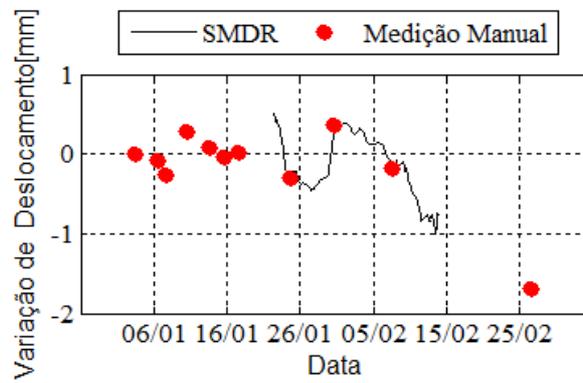


Figura 6. Dados Filtrados do Deslocamento da Seção

A Tabela 2 apresenta o erro relativo da medição do SMDR em relação aos dados obtidos pela AngloGold.

Tabela 2. Erro Relativo dos dados do SMDR em relação aos fornecidos pela Anglo Gold.

Dia	Erro Relativo [%]	Deslocamento SMDR [mm]	Deslocamento AngloGold [mm]
24/01	2.7	-0.292	-0.30
30/01	-4.3	0.354	0.37
07/02	3.9	-0.173	-0.18

Para os dados disponíveis, o erro relativo dos dados do SMDR em relação aos da AngloGold são inferiores a 4.3%.

Como dados adicionais, são apresentados na figura 7 os dados de temperatura da galeria durante o período do ensaio e na figura 8 os dados de umidade relativa.

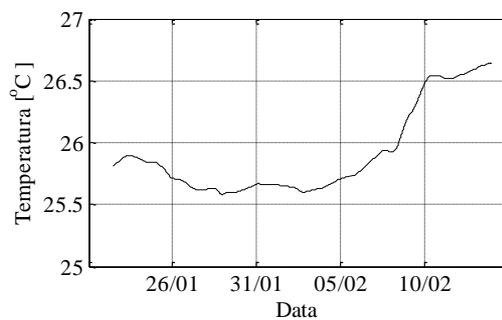


Figura 7. Dados de temperatura da Seção

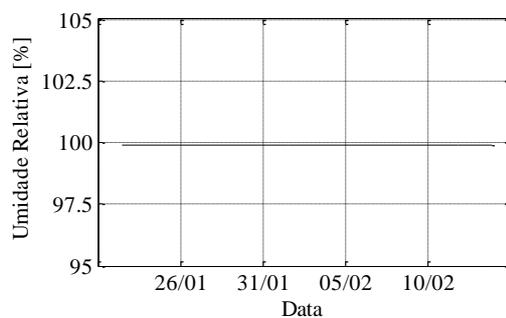


Figura 8. Dados umidade da Seção

Considerando a Figura 6 verifica-se que o aumento da temperatura coincide com o início das atividades no local, onde o trânsito de máquinas e pessoas promoveu a elevação da temperatura em, aproximadamente, 1°C, o que não ultrapassa as temperaturas máximas recomendadas pela NR-22. Esta informação é importante para caracterizar a qualidade do ambiente de trabalho.

Em relação a umidade verifica-se que a mesma se manteve constante em todo período, Figura 8.

## 6. CAVERNAS NATURAIS

De acordo com Belo de Oliveira (2011), o grande número de cavernas descobertas em rochas ferríferas, está associado ao novo regramento jurídico para a espeleologia no Brasil, ou seja, devido ao crescimento e desenvolvimento mineral no Brasil, esforços foram direcionados à indústria mineral para a prospecção espeleológica e estudos de relevância, visando atender a legislação em vigor e diminuir os riscos e impactos económicos das suas atividades.

Reservas Minerais de milhões de toneladas de minério de ferro estão se tornando recursos bloqueados, devido a cavernas naturais localizadas no sequenciamento programado da operação mineira.

Resumidamente, a maioria das cavernas em rochas ferríferas/canga hospedam-se em coberturas cenozóicas, e são constituídas por sedimentos fluviais e lacustres. Estão sempre situadas próximas à superfície, o que justifica a frequência de clarabóias, e tem dimensões médias de 26 m de projeção horizontal e 2 m de desnível, normalmente com tetos baixos.

Atualmente, tais cavernas naturais que fazem parte do sequenciamento do empreendimento mineiro, são monitoradas constantemente, nos momentos de detonação por sismógrafos de engenharia; porém, apenas parâmetros de vibração são colectados por sismógrafos de 03 eixos

medindo danos ocorridos no interior da caverna. A Norma para avaliação dos limites de Velocidades de Partículas e Aceleração específica para cavernas naturais inexistente no Brasil, entretanto vem sendo utilizado parâmetros de comparação com os da ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 9653/2005 destinado a avaliações de vibrações geradas por detonações com explosivos em minerações próximas a áreas urbanas.

Considerando que monitoramentos internos em cavernas naturais é um tema atual e novo no meio geotécnico, testes com o SMDR foi realizado em uma caverna nas proximidades de uma Mina da VALE em caráter experimental, buscando avaliar e analisar de forma contínua as informações de deslocamento (convergência e divergência).

## 6.1. RESULTADOS

A Figura 9 ilustra o mapa da caverna e o local onde foi realizado a instrumentação utilizando o SMDR.

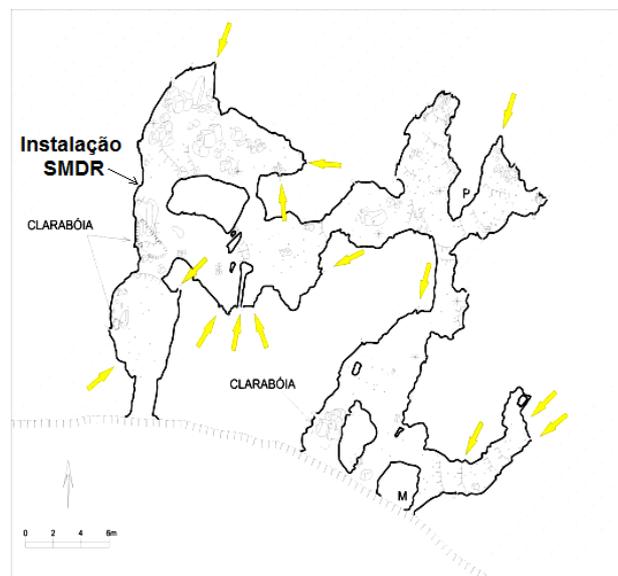


Figura 9. mapa da caverna e o local onde foi realizado a instrumentação utilizando o SMD

O SMDR permaneceu em funcionamento internamente na Caverna e os resultados sobre a convergenciometria são apresentados na Figura 10.

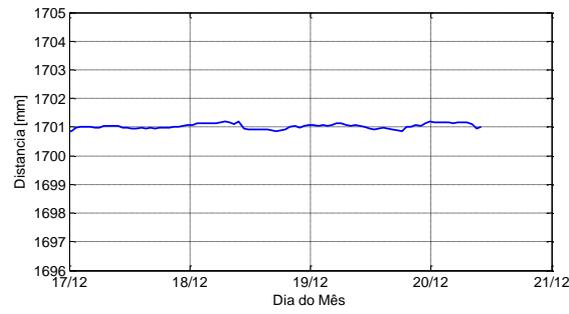


Figura 10. Resultados sobre a convergenciometria em caverna natural

Podemos interpretar que não ocorreu nenhum deslocamento no conduto instalado, considerando que o equipamento esteve coletando informações durante 4 dias.

## 7. CONCLUSÕES

A importância crescente do monitoramento permanente das obras geotécnicas em geral, justifica-se pelo primado da sua segurança e pelas garantias de proteção ambiental, e explica necessidade de esforços de investigação (Tsesarsky & Hatzor, 2006).

Este trabalho apresentou uma nova abordagem para a medição de convergência de ambientes subterrâneos, tais como em escavações e em cavernas naturais. Esta nova forma de medição foi implementada por um equipamento de monitoramento de dinâmica de rochas, o SMDR, e testado em uma galeria da Mina Cuiabá da AngloGold durante 24 dias e os resultados comparados com o método convencional de medição da Empresa.

Os resultados dos testes apresentaram um erro relativo entre as medições do SMDR e o método atual máximo de 4.3% e a mesma tendência da curva que mostra uma retração da galeria.

Adicionalmente, os resultados obtidos com a nova abordagem permitem uma taxa de aquisição muito superior a atual permitindo caracterizar de forma detalhada a evolução da galeria sem perder variações importantes. No teste, a taxa do SMDR foi de 46000 pontos por dia ao passo que o da medição manual foi de 0.1 pontos por dia.

Por último, a vantagem sobre segurança, pois os dados obtidos não necessitam de uma equipe de medição para realizar as leituras uma vez que essas são armazenadas no sistema, ou seja, minimiza a intervenção humana na atividade de convergenciometria. Basta uma pessoa periodicamente para descarregar os dados ou mesmo um sistema de monitoramento “online” para a coleta das informações.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem às empresas AngloGold Ashanti, VALE e Ideagora pelo apoio, disponibilização de pessoal e local para instalação e testes dos equipamentos.

Em especial, agradecemos o apoio e ensinamentos de: Paulo Fillipo ; Rodolfo Renó ; Reuber Cota ; Felipe Pereira ; Cristiano Nogueira ; Maurílio de Freitas ; Iuri Brandi ; Ramon Araujo ; Márcio Mansur ; Fernando Frigo, e Gilberto Hashimoto.

## REFERÊNCIAS

Astm d 4403. Standard practice for extensometers used in rock.

Gama, d. Permanent control of displacement in tunnels. 2007.

Barbosa, c. Large – scale, continuous-monitoring of convergence rossio tunnel using a fibre bragg grating based system Eberhardt, e. Convergence monitoring presentation - 2010.

Figueiredo, r. P. Apresentação mecânica de rochas - notas de aula, 2012.

Figueiredo, r. P. Apresentação interação rocha suporte – notas de aula, 2012.

Gama, d. A method for continuous monitoring of tunnel deformations during construction and services phase Trajano e bichuette. Relevância de cavernas: porque estudos ambientais espeleobológicos não funcionam, 2010.

VLACHOPOULOS, N. IMPROVED LONGITUDINAL DISPLACEMENT PROFILES FOR CONVERGENCE CONFINEMENT ANALYSIS OF DEEP TUNNELS – 2009

# Capítulo 35

## EXECUÇÃO DE ESTABILIZAÇÃO DE ENCOSTA COM CONCEITO SUSTENTÁVEL NA CIDADE DO SALVADOR-BA, FAZENDO USO DA TÉCNICA DE SOLO GRAMPEADO COM FACE VERDE.

*Márcio dos Santos Brito (Concreta Tecnologia em Engenharia Ltda)*

*Danilo Bastos Barbosa (Concreta Tecnologia em Engenharia Ltda)*

*Ronaldo Ramos de Oliveira (Maccferri de Brasil)*

*Rogério Santos Menezes (IFBA)*

**Resumo:** A busca de técnicas sustentáveis, na engenharia atual, vem ganhando espaço e se tornando algo necessário e essencial no que concerne à qualidade e desempenho construtivo. Pensamento que vem se difundindo também nas obras geotécnicas, de estabilização de encostas. Assim, foi escolhida a obra denominada de “Meta 08 - Creche Heroínas do Lar”, localizada no bairro do Parque São Bartolomeu, em Salvador-Ba, para realizar o estudo de caso acerca do método executivo de solo grampeado com face verde executado no local, apresentando diferencial pela substituição do concreto, por um revestimento vegetal com aplicação de um sistema de tela metálica de dupla torção, geocomposto e biomassa. O sistema de ancoragem possibilita uma melhor versatilidade de adaptação em taludes com inclinações variadas para melhor conformação na face. O objetivo do trabalho é mostrar as vantagens da concepção de execução dos serviços, se comparado com outras soluções comumente utilizadas para estabilização de talude.

**Palavras-chave:** Estabilização de Encostas, Solo Grampeado com Face Verde, Geocomposto, Sistema de Fixação com Porca Olhal, Malha Hexagonal de Dupla Torção, Sustentabilidade.

## 1. INTRODUÇÃO

A busca de técnicas sustentáveis ligadas a geotecnia ocupa, no cenário atual, um fator importante que pode resultar em ações de grande relevância na modificação e contribuição do meio ambiente, com novas concepções de sistemas construtivos, solucionando problemas técnicos e sociais.

Soluções como substituição de solo grampeado, comumente utilizado, com face de concreto, por um revestimento de face verde, proporcionam um melhor conforto térmico, preservação ambiental na área de intervenção e velocidade de execução das atividades. Damos ênfase neste artigo aos aspectos de fixação e de revestimento de face, que possibilitaram um plano de ataque mais rápido dos serviços inerentes ao sistema de contenção.

O sistema de estabilização concebido é composto por uma rede metálica de alta resistência, solidarizada à cabeça dos grampos através de placas de travamento e porcas, sendo utilizados como grampos de ancoragem, barras de aço CA-50 mm  $\varnothing$  20 mm. O revestimento de face empregado é composto por uma tela de alta resistência com geocomposto associado com biomassa, para recuperação da flora.

A intervenção dessa encosta na Cidade do Salvador-Ba tornou-se necessária, em função de escorregamentos recentes, conforme pode-se observar na Figura 1, e por conta da instabilidade comprovada por fatores de segurança inferiores  $FS=1,5$ , preconizado pela Norma Brasileira de Estabilidade de Encostas (NBR 11.682). Dessa maneira, considerou-se a área como Nível de Segurança contra a vida humana, como sendo de alto risco, por conta da existência da Creche As Heroínas do Lar, com trânsito intenso de pessoas a jusante do talude, e considerando como Nível de Segurança contra danos materiais e ambientais, como sendo de médio risco, devido ao valor moderado das construções lá existentes.



Figura 1. Cicatrizes de ruptura no trecho inferior do talude.

Para elaboração do presente trabalho, foi necessária uma revisão bibliográfica sobre solo grampeado verde, geocomposto, biomassa, estabilização de encostas e sobre o local de estudo que foi escolhido. Contou-se também com a necessidade de pesquisas ao PDE (Plano Diretor de Encostas) elaborado entre 2002 e 2003, bem como visitas para acompanhamento das atividades e consulta dos projetos e especificações.

## 2. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA

A área de risco para implantação da obra de contenção e estabilização está situada no Parque São Bartolomeu, próximo à Rua Jaqueline e à Avenida Afrânio Peixoto (popularmente conhecida como Avenida Suburbana), região de transição entre o embasamento cristalino e a bacia sedimentar do recôncavo, na zona de influência da Falha de Salvador (Figura 2).

O talude está inserido na poligonal de uma APA (Área de Proteção Ambiental) - APA Bacia do Cobre / São Bartolomeu, fundo da Creche Heroínas do Lar. Este possui área aproximada de 2.500,0 m<sup>2</sup>, com altura variando entre 16 e 42 metros e com inclinações entre 50° e 90°. O talude encontra-se com densa vegetação natural em toda sua área abrigando muitas espécies de vegetais, tendo um grande papel como reserva da biosfera da Mata Atlântica. Possuem também trechos com cicatrizes de rupturas recentes, com materiais depositados a jusante do talude, e alguns pontos com paredes subverticais (taludes negativos). Os solos locais são fruto do intemperismo da rocha granulítica. É possível observar em campo a presença de descontinuidades reliquárias herdadas da rocha matriz, basicamente fraturas subverticais e inclinadas, que condicionam a ocorrência de pequenas rupturas superficiais.

As litologias da área da obra, presentes no Mapa Geológico Regional do Plano Diretor de Encostas, evoluem para solos residuais silto-argilosos a areno-siltosos de cor acinzentada a marrom claro, com índice de plasticidade em torno de 14,0% e limite de liquidez de aproximadamente 42,9%. O peso específico natural varia entre 15,0 e 18,0 kN/m<sup>3</sup>, enquanto que no estado saturado esses valores oscilam entre 21,3 e 22,5 kN/m<sup>3</sup>. Já com relação a resistência ao cisalhamento do solo no estado saturado, os valores de coesão variam entre 8,2 e 40,8 kN/m<sup>2</sup>, e os valores do ângulo de atrito interno variam na faixa de 28,3° a 33,0°.

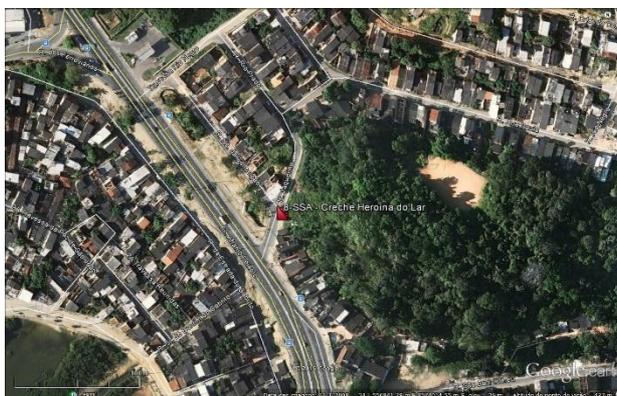


Figura 2. Localização da área de risco na Creche As Heroínas do Lar, obtida no Google Earth.

### 3. SOLO GRAMPEADO VERDE

A Engenharia Geotécnica atualmente dispõe de diversos tipos de sistema de contenções para a estabilização de encostas. Uma das soluções que vem ganhando muita importância baseada nos conceitos da sustentabilidade, é a técnica do Solo Grampeado Verde, conhecido também como Solo Grampeado Ecológico.

Essa técnica permite intervenções rápidas, com menor custo e alta flexibilidade de execução. Consiste em um reforço obtido através da inclusão de chumbadores resistentes à flexão composta, tendo como objetivo principal, o mecanismo estabilizador a restrição às deformações da massa de solo.

Após a execução dos serviços preliminares que consistem na limpeza e regularização do talude, inicia-se o serviço de execução e instalação dos chumbadores. Esta etapa consiste na execução da perfuração do solo, que após a instalação do reforço metálico (barra de aço CA50,  $\varnothing$  20 mm), é executado o serviço de bainha e injeção, com o preenchimento do furo com calda de cimento fator água / cimento 0,5 (em peso) favorecendo o bulbo de ancoragem do sistema. Tal detalhe desta etapa é apresentado na Figura 3.

Resumidamente, o processo construtivo pode ser dividido em: regularização do solo, perfuração e instalação dos chumbadores, execução da bainha e injeção, aplicação da biomassa/hidrossemeadura, instalação da tela de alta resistência com geocomposto, fixação de placas e porcas, e por fim um sistema de drenagem pluvial. A simulação do projeto escolhido em programa computacional, com a apresentação do mínimo fator de segurança frente à ruptura circular, verificou um Fator de Segurança no valor de 1.51, atendendo aos requisitos exigidos pela NBR 11.682

para este tipo de área ( $\geq 1.50$ ). Resultando no dimensionamento de chumbadores (barra de aço CA50,  $\varnothing 20$  mm) com comprimento de 4,0 a 8,0 m e espaçamento de 1,5 m, tanto na vertical quanto na horizontal.

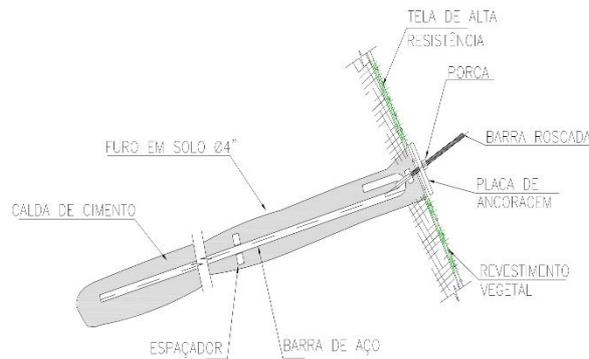


Figura 3. Detalhe construtivo do sistema de ancoragem do Solo Grampeado Verde. Fonte: Projeto Executivo Meta 8 – Creche Heroínas do Lar, Salvador-Ba.

## 4. SISTEMA DE FIXAÇÃO

O sistema de fixação utilizado entre os chumbadores e a malha de alta resistência com geocomposto da face, teve como diferencial a utilização de porcas olhais, placas de ancoragem de aço 12 x 12 cm, barra roscada de aço galvanizado CA-50 e porcas sextavadas. O conjunto, além de proporcionar a transferência das cargas atuantes na malha de alta resistência para os chumbadores, possibilita uma melhor versatilidade de adaptação do sistema ao talude com inclinações variadas, permitindo uma melhor conformação na face. O detalhe construtivo do sistema pode ser visto nas Figuras 4 e 5.

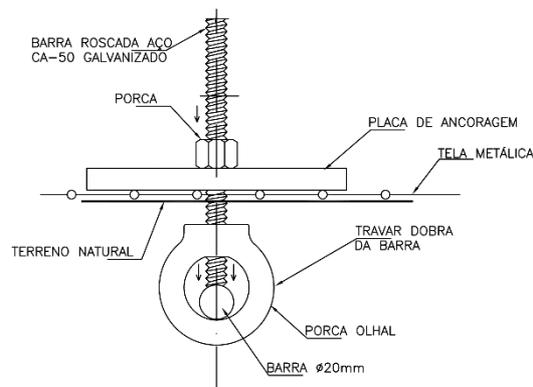


Figura 4. Detalhe do sistema de fixação. Fonte: Projeto Executivo Meta 8 – Creche Heroínas do Lar, Salvador-Ba.



Figura 5. Detalhe do chumbador, porca olhal, barra rosca e mangueira de injeção. Fonte: Elaborado pelos autores (2018).

## 5. BIOMASSA

Por se tratar de uma região onde o crescimento da vegetação é propício devido à umidade, chuvas regulares e condições do solo, a solução proposta para associação do sistema de face do solo grampeado foi a Biomassa. Este sistema foi preferível em detrimento da hidrossemeadura, por possibilitar uma melhor garantia de germinação e conseqüente recuperação da flora. Trata-se de um mix de sementes (leguminosas e gramíneas), associado com fertilizantes, mulch e fibras longas trituradas (fibra de côco, bagaço de cana, palha de milho ou colmo de plantas), que ficam aderidos à superfície do solo através de um fixador da mistura.

O fixador possui a finalidade de manter as sementes e o fertilizante no local aplicado, livre de carreamentos provocados pelas chuvas. Esse material, além de fixar, promove uma maior resistência superficial ao solo, funcionando como um agregador de partículas, que auxilia na estruturação e redução da erosão, mesmo antes da vegetação desenvolver-se.

A solução adotada procedeu com o preparo do solo, com a correção de irregularidades de pequenas extensões e com posterior serviço de coveamento, isto é, abertura de pequenas covas bem próximas entre si e com profundidade suficiente para reter todos os insumos aplicados. Tal etapa executiva pode ser visualizada na Figura 6.



Figura 6. Execução de Coveamento. Fonte: Elaborado pelos autores (2018).

Os insumos foram aplicados utilizando jateamento por via aquosa, pulverizando uniformemente sobre a superfície previamente preparada, conforme pode ser visualizado na Figura 7. Durante o processo de jateamento, alguns cuidados devem ser tomados, como por exemplo, dirigir o jato para a superfície a ser revestida de modo a recobrir toda área, procurando desenvolver a operação o mais uniforme possível e, proceder a aplicação das partes mais altas para partes mais baixas, evitando o escorregamento ou acúmulo da mistura.



Figura 7. Aplicação de Biomassa por via aquosa. Fonte: Elaborado pelos autores (2018).

## 6. PROTEÇÃO DE FACE

Como proteção de face do talude, auxiliando no controle de erosão, foi aplicada uma geomanta flexível, tridimensional, que apresenta mais de 90% de vazios, fabricada a partir de filamentos grossos de polipropileno, fundidos nos pontos de contato e um reforço metálico, confeccionado com malha hexagonal de dupla torção de alta resistência.

O sistema duplo torção impede o seu desenrolamento nos casos onde houver quebras dos arames ou danos acidentais durante o uso. Além disso, o mesmo conta com cabos de aço de 8,0 mm de diâmetro dispostos longitudinalmente a cada 100,0 cm, que auxilia na efetividade da transferência de cargas, possibilitando um aumento na segurança, capacidade na absorção dos esforços e durabilidade da malha, obtendo ganhos para o sistema como um todo.

A associação entre tela de alta resistência, geocomposto e vegetação, conforme indicação da Figura 8, permite que esses elementos trabalhem juntos, conferindo uma solução característica de elevada capacidade antierosiva, causada pelas chuvas, e uma boa resistência à tração. Tal associação, com o desenvolvimento da vegetação e conseqüente aumento das raízes estimula um maior reforço do paramento.

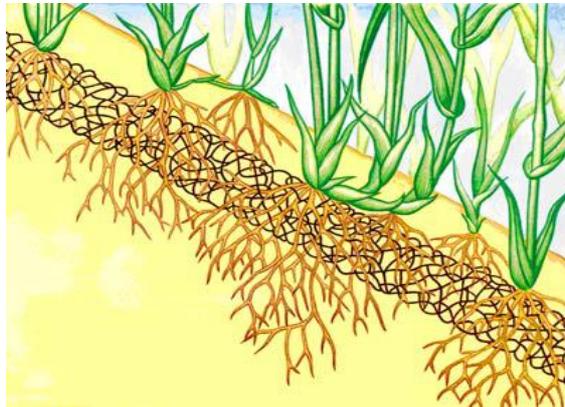


Figura 8. Efeito de enraizamento da vegetação na geomanta. Fonte: Sobral *et al* (2011).

Na Figura 9 pode-se observar a instalação na obra deste sistema descrito. Nota-se que a instalação da tela se dá após o serviço de biomassa já executado.



Figura 9. Instalação do Geocomposto no talude. Fonte: Elaborado pelos autores (2018).

## 7. CONCEPÇÃO DO SISTEMA DE DRENAGEM PLUVIAL

Por se tratar de um solo grampeado verde, foi considerado somente o sistema de drenagem de águas pluviais a jusante do talude. A água superficial da face, neste caso, não traz problemas para a contenção, o revestimento de face possibilita a infiltração da água no solo, e a associação da tela de geocomposto com a aplicação da biomassa impede possível processo erosivo. Em virtude disso, sistema de drenagem foi executado com construções de canaletas retangulares em concreto na parte baixa da encosta, interligadas através de caixas de passagem e tubulação, conduzindo o deflúvio até a rede de drenagem pluvial existente no logradouro, como visualizado nas Figuras 10 e 11.



Figura 10. Sistema de drenagem a jusante da encosta. Fonte: Elaborado pelos autores (2018).



Figura 11. Sistema de drenagem pluvial com muro armado a jusante da encosta. Fonte: Elaborado pelos autores (2018).

## 8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A utilização da técnica de Solo Grampeado Verde na estabilização de encostas apresenta vantagens para a geotecnia ambiental, permitindo uma maior integração da obra com o meio ambiente. Como pontos fortes desta solução, podem ser citados: o custo-benefício positivo em relação a outros métodos comumente utilizados, visto que tal solução apresentou-se economicamente mais viável, e a mitigação do impacto ambiental e visual, contribuindo para uma face completamente verde ao final da obra, o que não seria possível com o revestimento de face em concreto.

Além disso, o sistema de fixação, associado com o sistema de revestimento de face (tela com malha hexagonal de dupla torção, geocomposto e a biomassa), propiciam o crescimento da vegetação e evitam possíveis focos erosivos no talude, permitindo um grau de rigidez ao paramento frontal.

Na Figura 12 é apresentado o talude com o sistema de estabilização já finalizado. Além da questão estética, tal solução apresentou-se em acordo com os pilares da sustentabilidade: social, econômico e ambiental, atendendo, com isto, as expectativas dos usuários.

Vale ressaltar, que, a sustentabilidade precisa de planejamento, acompanhamento e avaliação de resultados, pois seus três pilares devem estar alinhados com os objetivos da empresa, não podendo ser definidos com base em ações pontuais ou simplesmente compensatórias.



Figura 12. Situação após intervenção. Fonte: Elaborado pelos autores (2018).

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem as empresas Concreta Tecnologia em Engenharia Ltda. e a Maccaferri do Brasil, pelas informações disponibilizadas.

## REFERÊNCIAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 11682: Estabilidade de encostas - Elaboração. Rio de Janeiro, 2009.

Concreta Tecnologia em Engenharia Ltda e Ecla Engenheiros Consultores Ltda. (2017). Projeto Executivo Meta 8 – Creche Heroínas do Lar, Salvador-Ba.

Conder. Relatório de Anteprojeto da Encosta Meta 08 – Creche As Heroínas do Lar. 2016.

Maysa, S.P.F.(COBRAMSEG 2016) Estabilização da Antiga Pedreira Limoeiro Através de Sol Grampeado em Salvador / Ba. Artigo publicado no COBRAMSEG 2016 — 19-22 Outubro, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.

GOOGLE, INC. Google Maps. Disponível em: <https://www.google.com.br/maps/>. Acesso em: fevereiro de 2018.

Plano Diretor de Encostas – PDE (2004) GEOHIDRO/SEMIN- Secretaria Municipal Do Saneamento, Habitação E Infra Estrutura Urbana, Salvador.

Sobral, M.L.de V.; Silva, M.F.de L.; Ferreti, B.C.de P.; Lima.L.de Leilo.; Junior, S.de P. REVESTIMENTO FLEXÍVEL COM GEOMANTA REFORÇADA PARA SOLO GRAMPEADO EM TALUDES DE ANGRA DOS REIS. Angra dos Reis / RJ / Brasil (2016).

# Capítulo 36

## PREVENÇÃO DE EROSÃO COSTEIRA POR MEIO DE CONTENÇÃO POR ENROCAMENTO: ESTUDO DE CASO NA PRAIA DO MEIO EM NATAL/RN

*Bruma Morganna Mendonça de Souza (Universidade Federal do Rio Grande do Norte)*

*Rafaella Fonseca da Costa (Universidade Federal do Rio Grande do Norte)*

*José Edson de Almeida Júnior (Caixa Econômica Federal)*

*Andre Augusto Nobrega Dantas (Instituto Federal de Goiás e Universidade de Brasília)*

*Eduardo Marques Vieira Pereira (Universidade Federal do Rio Grande do Norte)*

*Weber Anselmo dos Ramos Souza (Universidade Federal do Rio Grande do Norte)*

*Sansara Félix Pereira (Universidade Federal do Rio Grande do Norte)*

*Lucas Fonseca Fernandes (Universidade Federal do Rio Grande do Norte)*

**Resumo:** Dada a importância na economia local que as zonas costeiras representam, é fundamental a manutenção dos ambientes costeiros para assegurar seu pleno funcionamento. A Praia do Meio, região de estudo localizada no município de Natal/RN, sofre do fenômeno de erosão costeira. Ainda que obras de reestruturação tenham sido concluídas em 2014, incidentes de desabamento já ocorreram e a infraestrutura da orla encontra-se ameaçada pelo avanço do mar; assim, a solução de proteção costeira adotada foi o enrocamento aderente. O presente trabalho tem como objetivo a avaliação do método adotado na Praia do Meio, comparado a outras alternativas de proteção da Engenharia Costeira. A escolha do enrocamento foi coerente com o caráter emergencial da obra e com as condições do local, porém a adoção de outras soluções definitivas faz-se necessária.

**Palavras-chave:** Erosão Costeira, Obra Costeira, Enrocamento Aderente.

## 1. INTRODUÇÃO

Segundo a Lei nº 6950, de 20 de agosto de 1996, define-se zona costeira como o espaço geográfico onde ocorre a interação do ar, do mar e da terra, bem como a interrelação do meio físico com as atividades socioeconômicas exercidas pelo homem naquele local.

Bird (2008) apresenta que mais da metade da população mundial vive em regiões costeiras. No Brasil, mais de 25% da população brasileira reside em municípios localizados na zona costeira (IBGE, 2010). Souza (2009) e Nunes (2011) apresentam que as pressões socioeconômicas ao longo da faixa de costa no país acabam por culminar em um intenso e acelerado processo de urbanização, resultante da importância econômica atribuída às praias para a economia das cidades litorâneas. Desta forma, empreendimentos como hotéis, condomínios, pousadas e restaurantes ocupam o meio de forma desordenada e promovem o desequilíbrio do meio ambiente. Muehe (2005) explica que construções mal posicionadas bloqueiam o livre trânsito de sedimentos ao longo da costa e intensificam a erosão costeira no local. Segundo a Prefeitura Municipal do Natal (PMN, 2015), este fenômeno é caracterizado pela perda de terra ao longo da linha de costa.

A ação da erosão costeira pode ser intensa, comprometendo a estabilidade das construções próximas, a exemplo de calçadões e quiosques, e gerando prejuízos ao comércio e turismo locais. Como solução, estruturas de proteção costeira têm sido adotadas em pontos estratégicos para manter a integridade ambiental e preservar o patrimônio cultural. Estas defesas podem ser executadas através de diversas técnicas, que variam desde soluções simples, como a utilização de pneus e de sacos de areia, até a construção de estruturas como muros, enrocamentos e espigões. Muehe (2005), no entanto, ressalta que a adoção indevida de uma estrutura pode ampliar e propagar o efeito de erosão na costa.

Portanto, é de extrema importância que as soluções de engenharia adotadas com o objetivo de conter e minimizar os impactos dos processos erosivos sejam adequadas à realidade do local para evitar que os problemas, já existentes, sejam agravados. Este artigo objetiva a análise de estratégias estruturais e não-estruturais de proteção costeira, de modo a realizar um estudo de caso avaliando a solução adotada em enrocamento aderente Praia do Meio, em Natal/RN. Esta obra partiu de iniciativa da Prefeitura Municipal, com o objetivo principal de conter o avanço do mar, de estabilizar a linha de costa e de permitir a recuperação dos calçadões e mobiliários urbanos danificados pela erosão (NATAL, 2015).

## 2. MATERIAIS E MÉTODOS

Este trabalho foi realizado por meio de revisão bibliográfica de publicações, relacionadas à temática de erosão costeira e de suas soluções de engenharia, existentes na literatura. Além disto, a análise do estudo de caso foi baseada no projeto básico e no memorial descritivo da obra de recuperação da orla marítima da Praia do Meio, melhor apresentada a seguir.

### 2.1 ÁREA DE ESTUDO

A Praia do Meio, situada em bairro de mesmo nome (Figura 1), está localizada na Zona Leste da cidade do Natal, capital do estado do Rio Grande do Norte. A população residente na área de estudo é estimada pela Secretaria Municipal de Meio Ambiente e Urbanismo (SEMURB, 2016) em 5.333 habitantes.



Figura 1. Mapa de localização da área de estudo. Fonte: SEMURB (2007).

Devido ao seu potencial turístico, trata-se de um bairro de grande importância econômica para a cidade, em que a maior parte de seus empreendimentos comerciais, a exemplo de quiosques e restaurantes, existem em virtude da presença do mar. As obras de reestruturação e de requalificação da orla marítima (Figura 2) tiveram início no ano de 2000, com custos estimados em R\$ 7,5 milhões.

O projeto contemplava tanto a retirada de barracas para a instalação de quiosques como o paisagismo dos canteiros (SEMURB, 2008).



Figura 2. Urbanização da Praia do Meio. Fonte: SEMURB (2008).

Geomorfologicamente, a área de estudo está inserida no litoral oriental do Rio Grande do Norte; este litoral é caracterizado pela presença de praias arenosas, campos dunares, planícies estuarinas e depósitos sedimentares da Formação Barreiras (BARRETO et al., 2004; VITAL et al., 2006). Também são observados trechos com a presença de linhas de arenitos de praia (*beachrocks*) descontínuos e aproximadamente paralelos à linha da costa. Tais linhas de arenitos se comportam como barreiras naturais, modificando o padrão de arrebentação das ondas e fornecendo uma proteção adicional à linha de praia (VITAL et al., 2006).

O processo de erosão costeira na Praia do Meio tem ocorrido de modo intenso e contínuo, de maneira que os danos já eram visíveis, um mês após a entrega da última obra de reurbanização, em 2014. Além da frequente necessidade de reformas na área, a erosão costeira foi agravada de modo a comprometer a segurança dos pedestres: em setembro de 2016, a Prefeitura do Natal chegou a decretar estado de emergência devido ao risco de desabamento de um trecho de 450 metros da orla, (TRIBUNA DO NORTE, 2016). Segundo Nunes (2011), este mesmo problema, apresentado na Figura 3, já havia ocorrido anteriormente, em 2008.



Figura 3. Situação Crítica do Calçadão na Praia do Meio. Fonte: Adriano Abreu/Tribuna do Norte (2016).

### 3. PROCESSO DE EROSÃO COSTEIRA

Lockhart e Morang (2002) defendem que o processo de erosão costeira consiste em uma resposta natural a fenômenos hídricos e eólicos na costa, e deve ser considerado um problema apenas quando o desenvolvimento humano encontra-se em risco. Tem-se, como principal decorrência, a alteração no balanço de sedimentos, que pode resultar tanto no recuo da linha de costa (retrogradação) quanto no seu avanço (progradação). Altos custos sociais, ambientais e econômicos são tidos como consequência em virtude da erosão costeira em zonas de alta densidade demográfica, providas de infraestrutura urbana, industrial e turística (ALFREDINI; ARASAKI, 2009).

Koerner, Oliveira e Gonçalves (2013) caracterizam este processo, sob o ponto de vista do planejamento e da gestão, como o conflito no uso do espaço da linha de costa móvel, por meio da oposição entre o meio ambiente e a ocupação antrópica do litoral. Isto significa que, enquanto a natureza age de modo a adaptar-se a processos naturais (tempestades, balanço de nível de sedimentos e elevação do nível do mar), o ser humano atua na tentativa de fixação da linha de costa no intuito de proteger o patrimônio construído que é ameaçado pela erosão.

Souza (2009) destaca que, como resultado da erosão costeira, a sociedade enfrenta adversidades que envolvem a perda do valor imobiliário de habitações costeiras, a perda do valor paisagístico da praia, o comprometimento do potencial turístico da região e os gastos com a recuperação de praias e com a reconstrução da orla marítima.

Vital et al. (2006) relatam que, no estado do Rio Grande do Norte, as principais causas e elementos da erosão costeira, como agentes modificadores, são: a dinâmica da circulação costeira, a evolução holocêntrica da planície costeira, o suprimento sedimentar ineficiente, a construção de estruturas de concreto perpendiculares à linha de costa na zona de praia e fatores tectônicos.

## 4. MEDIDAS DE PROTEÇÃO COSTEIRA

Alfredini e Arasaki (2009) expõem que as obras litorâneas de defesa são intervenções estruturais que apresentam as funções de agir no balanço do transporte sólido, no favorecimento da estabilização ou da ampliação da linha de costa e na defesa dela contra a erosão. Não existem soluções e regras absolutas para o problema da erosão costeira, uma vez que a costa apresenta caráter dinâmico e de alta diversidade; tal heterogeneidade exige, portanto, que sejam consideradas uma variedade de soluções quando se analisa uma área específica (BASCO, 2008). Souza (2009), Alfredini e Arasaki (2009) explicitam que projetos de obras litorâneas de defesa apresentam requisitos básicos que envolvem aspectos econômicos e ambientais, além de procurar a menor influência possível nas áreas adjacentes. Obras mal planejadas ou executadas podem agravar o quadro de erosão na área ou em suas adjacências, a exemplo dos espigões construídos na Praia de Areia Preta em Natal/RN (Figura 4), que estão impedindo que sedimentos sejam transportados para as praias adjacentes, de modo a intensificar a erosão costeira nestas áreas (NUNES, 2011; PMN, 2015).



Figura 4. Espigão na Praia Areia Preta em Natal/RN. Fonte: Leide Silva/Nunes (2011).

Dessa forma, para a análise da intervenção mais adequada, faz-se necessário um estudo prévio dos tipos de obras de defesa costeira que podem ser executadas. Assim, a fim de se definir um critério destinado a cada tipo de solução, é de grande importância o conhecimento da função de cada uma, além do seu campo de aplicação e de suas limitações. As medidas de proteção da engenharia costeira são classificadas como estruturais ou não-estruturais.

### 4.1 MEDIDAS NÃO-ESTRUTURAIIS

A adoção de medidas não-estruturais pode tanto implicar no emprego de intervenções físicas no litoral, como último recurso, quanto pode ser aliada a técnicas construtivas de proteção costeira,

para melhores e mais duradouros resultados. São medidas que priorizam o estabelecimento de condições de contorno mais favoráveis e apresentam resultados efetivos a longo prazo, uma vez que envolvem o planejamento de aspectos físicos, urbanísticos e de defesa do litoral quanto ao seu uso e ocupação (ALFREDINI; ARASAKI, 2009).

Para isto, planos de gerenciamento costeiro, instituídos pelas Leis nº 7.661 (16 de maio de 1988) e 6.950 (20 de agosto de 1996) podem ser seguidos. Alfredini e Arasaki (2009) explicitam, ainda, que a conservação dos litorais pode ser alcançada por meio da delimitação de uma faixa de conservação em que não sejam construídas edificações, assim como por meio da limitação das atividades de extração e de mineração em áreas adjacentes. Além disso, pode ser priorizado o desenvolvimento urbano em áreas relativamente distantes da orla marítima, uma vez que gabaritos muito altos de edificações podem afetar a circulação eólica e, por conseguinte, na dinâmica de transporte de sedimentos na praia.

## 4.2 MEDIDAS ESTRUTURAIS

As medidas estruturais de proteção contra o processo da erosão costeira atuam no balanço e no transporte de sólidos, favorecendo a estabilização ou a ampliação da linha de costa e envolvem a intervenção física direta no litoral (CECCARELLI, 2009). As intervenções estruturais, segundo Alfredini e Arasaki (2009), podem ser classificadas, quanto à sua localização em relação à linha de costa, em: obras longitudinais aderentes (paredões construídos na interface terra-mar); obras transversais (espigões); obras longitudinais não aderentes (quebra-mares isolados); alimentação artificial da praia; diques; e fixação das dunas de areia. Estas soluções podem ser utilizadas de modo isolado ou conjugado, a depender da demanda do local de estudo.

### 4.2.1 OBRAS LONGITUDINAIS ADERENTES

De acordo com Alfredini e Arasaki (2009), as obras longitudinais aderentes são projetadas e executadas com o intuito de fixar o limite da praia em costas não protegidas adequadamente por praia natural. Consistem geralmente em medidas emergenciais para prevenir o recuo da praia em zonas afetadas de forma severa pelo mar, de modo a proteger passeios, estradas e edificações localizadas próximas ao perfil de praia natural (KAMPHUIS, 2000; BASCO, 2008; CECCARELLI, 2009). No entanto, de acordo com Alfredini e Arasaki (2009), podem ser de caráter definitivo quando se deseja “manter a costa em posição avançada com relação a áreas vizinhas, como no caso de avenidas beira-mar”.

Estas obras podem ser construídas em: estruturas de concreto, de asfalto, de geossintéticos, paredes de estacas-prancha ou enrocamento; objetivam a redução da ação das ondas e, no caso dos blocos de enrocamento, atuam por meio da absorção da energia nas faces e espaços vazios (COELHO, 2005). O material é colocado ao longo da face de uma praia, de encostas ou dunas, e a estrutura apresenta três componentes principais: a camada de armadura estável (manto resistente), a camada de filtro, ou underlayer, e o pé de talude, fundação que oferece estabilidade à estrutura (FERNANDES, 2017). A Figura 5 apresenta a obra de enrocamento aderente realizada na Praia do Meio, área de estudo.



Figura 5. Obra de Enrocamento Aderente na Praia do Meio em Natal/RN, em execução (2017). Fonte: Própria.

As funções destas construções envolvem a redução do efeito da erosão costeira por meio da resistência à ação de ondas, da contenção de aterros ou de praias artificiais e do impedimento de inundações em eventos meteorológicos mais intensos (ALFREDINI; ARASAKI, 2009). Uma característica a respeito das obras aderentes é que seu impacto no transporte de sedimentos ao longo da costa é pequeno (KAMPHUIS, 2000).

## 4.2.2 ESPIGÕES

Alfredini e Arasaki (2009) e Sousa (2011) definem os espigões como estruturas transversais enraizadas, empregadas de modo isolado ou em conjunto (quando a zona a ser protegida é extensa), que agem diretamente sobre o transporte de sedimentos ao longo da faixa litorânea. Objetivam, além da interceptação de sedimentos, a estabilização e o alargamento da praia, e não são indicadas em áreas cujo transporte sedimentar ocorra de modo pouco intenso devido ao risco de intensificação da erosão costeira. Os espigões são construídos na maioria dos casos através do uso de enrocamento, com a vantagem de serem flexíveis e adaptáveis às acomodações do terreno.

Também podem ser constituídos por sacos preenchidos com argamassa ou concreto, ou ainda com estacas-prancha preenchidas com concreto ou agregados (CECCARELLI, 2009; SOUSA, 2011). Os espigões são frequentemente utilizados em conjunto com outras obras; as mais comuns são as obras longitudinais aderentes e as de alimentação artificial de areia. Tratam-se de intervenções mistas, adotadas em zonas muito críticas ou com o intuito de reduzir os impactos negativos e minorar custos associados a cada intervenção de forma isolada (COELHO, 2005).

## 4.2.3 QUEBRA-MARES DESTACADOS DA COSTA

Os quebra-mares destacados são estruturas desligadas da linha de costa e, com isso, são implantadas em áreas mais profundas que os espigões (ALFREDINI; ARASAKI, 2009). Pereira (2008) afirma que estas estruturas costumam ser aplicadas em condições de agitação média ou calma e podem ser projetadas como modelos submersos ou emersos, paralelas ou enviesadas em relação à linha de costa.

Os quebra-mares destacados exigem grande volume de material, o que pode conduzir a custos elevados. Além disso, sua aplicação pode ser inviabilizada pela dificuldade de execução dos trabalhos de construção civil. Caso a obra seja executada em condições de elevada agitação ou em fundos móveis, fazem-se necessárias fundações muito extensas para evitar as infra-escavações, isto é, cavidades causadas em virtude da corrente marítima (PEREIRA, 2008).

De acordo com Alfredini e Arasaki (2009), quebra-mares destacados consistem numa possível opção para áreas sem apreciável transporte litorâneo, e são, frequentemente, constituídas por estruturas segmentadas com vãos que objetivam a renovação da água a fim de garantir sua balneabilidade. Estas estruturas não impedem a ação das ondas incidentes, e são consideradas como uma barreira às ondas para a dissipação da sua energia, uma vez que tendem à acumulação de material na sombra das obras, formando uma saliência chamada tômbolo (CECCARELLI, 2009; SOUSA, 2011).



Figura 6. Quebra-mar destacado. Fonte: Fernandes (2017).

## 4.2.4 DIQUES

Segundo Burchart e Hughes (2011), os diques (Figura 7) consistem em estruturas comumente aplicadas em áreas baixas a fim de obter proteção contra inundações. Normalmente, são constituídos por montes de areia e argila, com uma suave inclinação para o mar, de modo a reduzir o acúmulo de ondas bem como seu efeito de erosão.

Sua superfície pode ser composta por areia com camada de terra e grama em áreas sem problema de erosão; quando a área é sujeita a atividades erosivas, utilizam-se revestimentos mais resistentes, a exemplo de asfalto, pedra e de peças de concreto (ALFREDINI; ARASAKI, 2009; BURCHART; HUGHES, 2011).



Figura 7. Dique arenoso. Fonte: Diogo (2004).

## 4.2.5 ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL DA PRAIA

O método de alimentação artificial da praia é tido como o suprimento de areia com material obtido de áreas de empréstimo, e permite que ocorra a ampliação e a estabilização da praia, de modo a repor o déficit existente no balanço sedimentar. Embora seja uma solução simples, apresenta limitações acerca de disponibilidade e de custos do material de empréstimo, além de existir a possibilidade da ocorrência de erosão a sotamar quando o sistema de transposição de areias é interrompido (ALFREDINI; ARASAKI, 2009).

Segundo Alfredini e Arasaki (2009), este sistema não requer obras fixas e estranhas ao ambiente natural, e pode ser realizada por meio de engordamento, com areia de empréstimo, ou de transposição de areias por obstáculos ao transporte litorâneo, como embocaduras e molhes. Por consistir em uma intervenção de caráter flexível e por ser adaptada à hidrodinâmica praial, esta solução apresenta importante vantagem técnica (CECCARELLI, 2009).

## 4.2.6 FIXAÇÃO DAS DUNAS DE AREIA

Alfredini e Arasaki (2009) afirmam que as dunas fixadas consistem em soluções vantajosas de defesa dos terrenos costeiros, uma vez que são barreiras contra as inundações das marés meteorológicas. Dessa forma, funcionam como obstáculo ao vento, de modo a reter a areia no pós-praia como estoque sedimentar para reposição.

Coelho (2005) expõe que uma duna artificial com um núcleo estrutural em enrocamento ou em blocos de concreto pode funcionar como uma barreira ou como um revestimento longitudinal.

A colocação de vegetação natural (Figura 8) também pode consistir em um mecanismo de fixação de dunas, uma vez que suas raízes contribuem na estabilização do sistema.



Figura 8. Plantação de vegetação para a fixação de dunas. Fonte: Coelho (2005).

## 5. DISCUSSÃO

A escolha da estratégia mais adequada de proteção costeira, em uma área específica, não pode ser efetuada sem estudos preliminares acerca de características locais como a topografia, as condições climáticas, o tipo de solo e a dinâmica marítima. O método de melhor aplicabilidade deve ser adotado ao considerar a magnitude do problema e os impactos que têm sido causados ao meio ambiente e à sociedade, além de ser de alta relevância a análise crítica de obras de mesmo porte realizadas nas proximidades ou em condições similares às da área de estudo. Segundo Souza (2009), os conhecimentos técnico-científicos a respeito da erosão costeira não têm sido aplicados nas políticas de planejamento e ordenamento territorial. Tal prática pode fazer com que a obra implique em um resultado inverso do desejado, isto é, acelerando o processo erosivo ou, ainda, transferindo-o para outros pontos da costa.

A erosão costeira na Praia do Meio, além de gerar prejuízos financeiros por exigir frequentes intervenções de revitalização da estrutura da praia, consiste também em perigo para a população local e turistas. Desta forma, a situação crítica da praia exigiu uma solução de caráter emergencial; isto é, que apresentasse resultados satisfatórios a curto prazo. Assim, uma vez que as obras longitudinais aderentes consistem em soluções emergenciais e eficazes em garantir o recuo da linha de costa e sua proteção, o enrocamento aderente foi a alternativa adotada para proteção da costa da Praia do Meio.

A obra foi projetada em dois segmentos, que são separados por uma área estável, de 450 metros de extensão, que é protegida por uma linha de arenitos praias e não apresenta indícios de processos erosivos. O Trecho 1 é localizado no setor norte da praia e apresenta 650 metros de comprimento, enquanto que o Trecho 2 apresenta 572 metros. A seção transversal adotada é apresentada na Figura 9, e representa também o modelo adotado para o enrocamento realizado na Praia de Ponta Negra, também localizada no município do Natal/RN. Nota-se que o elemento projetado apresenta o formato de um talude voltado para a praia, e é composto por uma estrutura interna constituída de blocos rochosos e por uma estrutura externa dotada de maciço de areia, de elemento filtrante e de proteção mecânica por geotêxtil (PMN, 2015).

Aliado a isto, a opção pelo enrocamento aderente foi fortalecida pelo êxito obtido com a implantação desta solução na Praia de Ponta Negra: além de permitir que a linha de costa fosse estabilizada, as obras de urbanização executadas na área foram preservadas e a energia das ondas incidentes foi reduzida de modo significativo (PMN, 2015). O enrocamento executado nesta praia foi adotado como solução inicial e, a posteriori, foi realizado um estudo a respeito da realização do procedimento de alimentação artificial da praia, com o objetivo de obter resultados mais duradouros.

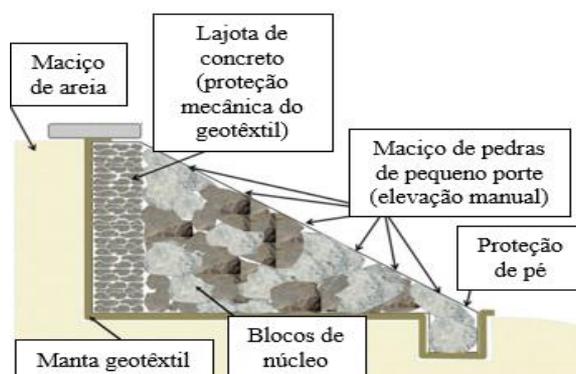


Figura 9. Seção transversal do enrocamento adotado. Fonte: Adaptado de PMN (2015).

Portanto, é importante destacar que, embora o enrocamento aderente seja capaz de proteger a zona costeira em situações emergenciais, este método não pode ser considerado uma solução definitiva. A eficiência da proteção costeira, quando analisada tanto a curto como a longo prazo, pode ser potencializada por meio da atuação em conjunto com outros métodos preventivos de erosão. Uma vez que não apresentam caráter de solução emergencial, medidas não-estruturais poderiam ser tomadas como parte do conjunto de soluções para o problema da erosão costeira na Praia do Meio.

Ceccarelli (2009) defende, ainda, que os estudos de viabilidade de projetos costeiros de estabilização da linha de costa devem incluir não apenas os métodos de execução, mas também seguir planos de gerenciamento costeiro para resultados duradouros. Dessa forma, é essencial que haja planejamento e gerenciamento, de modo integrado, descentralizado e participativo, dos recursos naturais da zona costeira (RIO GRANDE DO NORTE, 1996).

## 7. CONCLUSÕES

Neste trabalho, foi feito um estudo de caso a respeito da escolha do enrocamento aderente como a alternativa de proteção costeira, utilizada no controle da erosão na Praia do Meio em Natal/RN.

Os efeitos da erosão costeira na área de estudo mostram-se cada vez mais evidentes, de modo que se optou, inicialmente, por uma obra longitudinal aderente, a qual é caracterizada por implicar em resultados rápidos de prevenção de danos causados por processos erosivos. Assim, diante do cenário emergencial da Praia do Meio, a escolha pelo enrocamento aderente mostrou-se vantajosa. Entretanto, o controle da erosão por esta alternativa não é permanente, de modo que devem ser realizados estudos a fim de identificar um método que possa ser empregado de modo simultâneo com o enrocamento aderente, para maior durabilidade das estruturas litorâneas.

Além disso, posto que a solução do enrocamento é eficaz para a proteção da área após a linha em que é posicionado, as soluções complementares a este método devem atuar de modo a prevenir o processo de erosão na linha de costa, uma vez que este influencia diretamente no depósito de sedimentos. Portanto, a opção pelo método de alimentação artificial da praia poderia atuar como solução complementar eficaz para o enrocamento projetado e executado.

Destaca-se, ainda, que para evitar o acontecimento de medidas emergenciais como o ocorrido na Praia do meio, é necessário que o poder público invista em medidas de gestão costeira. Estas, na medida em que protegem a zona costeira, previnem a erosão, de modo a economizar o emprego de futuros recursos públicos, tanto de reparos de infraestrutura, quanto de obras costeiras para contenção da erosão. Assim, ressalta-se também a relevância de serviços de manutenção periódicos de modo a firmar a estabilidade das soluções empregadas.

## AGRADECIMENTOS

Agradecemos à Prefeitura do Natal por autorizar a consulta do projeto básico da obra do enrocamento na Praia do Meio, em Natal/RN, para a realização deste trabalho.

## REFERÊNCIAS

ALFREDINI, Paolo; ARASAKI, Emilia. Obras e Gestão de Portos e Costas: A técnica aliada ao enfoque logístico e ambiental. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2009. 775 p.

BASCO, David R. US ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE). Department of the Army. Coastal Engineering Manual: Part V, Chapter 3 – Shore Protection Projects. Washington: Department of the Army, 2008.

Disponível em: <[http://www.publications.usace.army.mil/Portals/76/Publications/EngineerManuals/EM\\_1110-2-1100\\_Part-06.pdf?ver=2014-03-10-135408-527](http://www.publications.usace.army.mil/Portals/76/Publications/EngineerManuals/EM_1110-2-1100_Part-06.pdf?ver=2014-03-10-135408-527)>. Acesso em: 18 abr. 2018.

BIRD, Eric. Coastal Geomorphology: An Introduction. 2ª Ed. Wiley, Chichester, 2008. p.436.

BURCHARTH, Hans F.; HUGHES, Steven A. US ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE). Department of the Army. Coastal Engineering Manual: Part VI, Chapter 2 – Types and Functions of Coastal Structures. Washington: Department of the Army, 2011.

Disponível em: <[http://www.publications.usace.army.mil/Portals/76/Publications/EngineerManuals/EM\\_1110-2-1100\\_Part-05.pdf?ver=2014-03-10-135016-380](http://www.publications.usace.army.mil/Portals/76/Publications/EngineerManuals/EM_1110-2-1100_Part-05.pdf?ver=2014-03-10-135016-380)>. Acesso em: 18 abr. 2018.

BARRETO, Alcina Magnólia Franca et al. Geologia e Geomorfologia do Quaternário Costeiro do estado do Rio Grande do Norte. Revista do Instituto de Geociências> Unidade de São Paulo, São Paulo, v.4,2, p.1-12, de out. 2004. Trimestral.

Disponível em: <<http://www.revistas.usp.br/guspssc/article/view/27395/29167>>. Acesso em: 17 abr. 2018.

CECCARELLI, Talita Sampaio. Paradigmas para os projetos de obras marítimas no contexto das mudanças climáticas. 2009. 125 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009.

Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3147/tde-15092009-155543/pt-br.php>>. Acesso em: 25 abr. 2018.

COELHO, Carlos Daniel Borges. Riscos de Exposição de Frentes Urbanas para Diferentes Intervenções de Defesa Costeira. 2005. 404 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Secção Autónoma de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Aveiro, 2005.

Disponível em: <<http://hdl.handle.net/10773/2405>>. Acesso em: 22 abr. 2018.

DIOGO, Marta Alexandra da Fonseca. Evolução da Linha de Costa da Praia da Vagueira. 2004. 207 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Secção Autónoma de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Aveiro, 2004. Disponível em: <<http://ria.ua.pt/handle/10773/16221>>. Acesso em: 30 abr. 2018.

FERNANDES, Carlos Emanuel Reis de Sousa e Castro. Análise do Desempenho de Obras Longitudinais Aderentes e Quebramares Destacados. 2017. 129 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Aveiro, 2017.

Disponível em: <<http://hdl.handle.net/10773/22747>>. Acesso em: 22 abr. 2018.

KAMPHUIS, J.W. Introduction to Coastal engineering and Management. World Scientific Publishing, Singapura, Vol 16. 2000.

KOERNER, K. F.; OLIVEIRA, U. R.; GONÇALVES, G. Efeito de Estruturas de Contenção à Erosão Costeira Sobre a Linha de Costa: Balneário Hermenegildo, Rio Grande do Sul, Brasil. Revista da Gestão Costeira Integrada, Portugal, v. 13, n. 4, p.457-471, dez. 2013. Trimestral.

Disponível em: <<http://www.scielo.mec.pt/pdf/rgci/v13n4/v13n4a05.pdf>>. Acesso em: 15 abr. 2018.

LOCKHART, John H.; MORANG, Andrew. US ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE). Department of the Army. Coastal Engineering Manual: Part I, Chapter 2 – Coastal Diversity. Washington: Department of the Army, 2002.

Disponível em: <[http://www.publications.usace.army.mil/Portals/76/Publications/EngineerManuals/EM\\_1110-2-1100\\_Part-01.pdf?ver=2014-03-10-120241-523](http://www.publications.usace.army.mil/Portals/76/Publications/EngineerManuals/EM_1110-2-1100_Part-01.pdf?ver=2014-03-10-120241-523)>. Acesso em: 18 abr. 2018.

MUEHE, Dieter. Aspectos Gerais da Erosão Costeira no Brasil. Mercator: Revista de Geografia da Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, v. 4, n. 7, p.97-110, jul. 2005. Mensal.

Disponível em: <<http://www.redalyc.org/html/2736/273620645009/>>. Acesso em: 15 abr. 2018.

NATAL. Secretaria Municipal de Meio Ambiente e Urbanismo (SEMURB). Prefeitura Municipal do Natal. Natal: Mapas Aerofotogramétricos. Natal: Prefeitura Municipal do Natal, 2007. 46 p.

Disponível em: <<http://www.natal.rn.gov.br/semurb/paginas/ctd-603.html>>. Acesso em: 22 abr. 2018.

NATAL. Secretaria Municipal de Meio Ambiente e Urbanismo (SEMURB). Prefeitura Municipal do Natal. Conheça Melhor o seu Bairro: Praia do Meio. Natal: Prefeitura Municipal do Natal, 2008. 41 p. Disponível em: <[http://www.natal.rn.gov.br/bvn/publicacoes/leste\\_praiadomeio.pdf](http://www.natal.rn.gov.br/bvn/publicacoes/leste_praiadomeio.pdf)>. Acesso em: 17 abr. 2018.

NATAL. Prefeitura Municipal do Natal. Contenção do Processo de Erosão Costeira e Estabilização da Linha de Costa da Praia do Meio, Município de Natal/RN: Projeto Básico. Natal: Prefeitura Municipal do Natal, 2015.

NATAL. Secretaria Municipal de Meio Ambiente e Urbanismo (SEMURB). Estimativa da População dos Bairros de Natal. Parque da Cidade em Revista, Natal, v. 2, n. 1, p.12-13, nov. 2016. Disponível em:

<[http://natal.rn.gov.br/semurb/revistas/edicoes/artigos/novembro2016/3\\_ESTIMATIVA\\_POP\\_2016.pdf](http://natal.rn.gov.br/semurb/revistas/edicoes/artigos/novembro2016/3_ESTIMATIVA_POP_2016.pdf)>. Acesso em: 16 abr. 2018.

NUNES, Lidiane de Souza. Dinâmica Costeira entre as Praias de Areia Preta e do Forte, Natal/RN. 2011. 131 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Geografia, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2011.

Disponível em:<[https://repositorio.ufrn.br/jspui/bitstream/123456789/18922/1/LidianeSN\\_DISSERT.pdf](https://repositorio.ufrn.br/jspui/bitstream/123456789/18922/1/LidianeSN_DISSERT.pdf)>. Acesso em: 15 abr. 2018.

PEREIRA, Graciela Silva. Projecto de um Quebramar Destacado de Proteção para a Frente Marítima de Espinho. 2008. 222 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2008.

Disponível em: <<https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/59143/1/000129587.pdf>>. Acesso em: 23 abr. 2018.

RIO GRANDE DO NORTE (Estado). Lei nº 6950, de 20 de agosto de 1996. Dispõe Sobre O Plano Estadual de Gerenciamento Costeiro e Dá Outras Providências. Natal, RN, 20 ago. 1996.

Disponível em: <<http://www.mprn.mp.br/portal/inicio/meio-ambiente/meio-ambiente-material-de-apoio/legislacao/meio-ambiente-legislacao-estadual/306-lei-no-6950-de-20-de-agosto-de-1996-plano-estadual-de-gerenciamento-costeiro/file>>. Acesso em: 16 abr. 2018.

SOUSA, Nuno M.B. Obras Marítimas de Acostagem: O caso do Porto de abrigo da ilha do Porto Santo. Dissertação (Mestrado). Universidade da Madeira, Portugal, 2011.

SOUZA, Celia Regina de Gouveia. A Erosão Costeira e os Desafios da Gestão Costeira no Brasil. Revista da Gestão Costeira Integrada, Portugal, v. 9, n. 1, p.17-37, maio 2009. Trimestral.

Disponível em: <<http://www.redalyc.org/html/3883/388340125003/>>. Acesso em: 15 abr. 2018.

TRIBUNA DO NORTE (Rio Grande do Norte). Prefeitura estuda decretar emergência na área do calçadão. 2016.

Disponível em: <<http://www.tribunadonorte.com.br/noticia/prefeitura-estuda-decretar-emergencia-na-a-rea-do-cala-ada-o/358658>>. Acesso em: 17 abr. 2018.

TRIBUNA DO NORTE (Rio Grande do Norte). Prefeitura decreta estado de emergência na orla da Praia do Meio por 90 dias. 2016.

Disponível em: <<http://www.tribunadonorte.com.br/noticia/prefeitura-decreta-estado-de-emergencia-na-orla-da-praia-do-meio-por-90-dias/359027>>. Acesso em: 17 abr. 2018.

# Capítulo 37

## CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA DA ENCOSTA “ALTO DE SANTA TEREZA” EM RECIFE / PE

*Roberto Quental Coutinho (UFPE)*

*Tahyara Barbalho Fontoura (IFRN)*

*Felipe Oliveira Tenório da Silva (UFPE)*

*Danisete Pereira de Souza Neto (UFPE)*

*Amabelli Nunes dos Santos (UFPE)*

*Monalyssa Caroline Lira da Silva Ramos (UFPE)*

*Bruno Pereira Fernandes de Castro (UFPE)*

**Resumo:** Este estudo contempla a caracterização geológico-geotécnica de uma encosta de Recife localizada na Avenida Chagas Ferreira – bairro de Passarinho. A investigação de campo foi composta por 5 furos de sondagem à percussão (SPT). O mapeamento geológico foi realizado com a equipe de Geologia do GEGEP – Grupo de Engenharia Geotécnica de Encostas, Planícies e Desastres. A caracterização geotécnica foi realizada através de uma campanha de ensaios, dentre eles, ensaios de caracterização (granulometria, sedimentação, LL, LP, densidade real dos grãos), ensaios para obtenção dos parâmetros de resistência – cisalhamento direto e ensaios para obtenção do coeficiente de permeabilidade (Triflex). A formação geológica do solo da encosta caracteriza-se por ser de Formação Barreiras, apresentando em sua maior parte areia com grãos de quartzo prismáticos e esféricos, sub-angulosos a angulosos. As sondagens realizadas mostraram que o solo no topo da

encosta tem baixa resistência até uns 7m de profundidade. Os parâmetros geotécnicos encontrados estão de acordo com os dados da literatura.

**Palavras-chave:** Caracterização Geológico-Geotécnica, Formação Barreiras, Alto de Santa Tereza.

## 1. INTRODUÇÃO

As cidades são lugares onde as pessoas devem e podem unir-se, trabalharem juntas e trocar ideias de forma produtiva, segura e confortável. Contudo, nas grandes metrópoles brasileiras há uma segregação sócio econômica e a população de baixa renda foi sendo empurrada para locais mais afastados da cidade, formando periferias. A cidade do Recife é um exemplo disso.

A ausência de um planejamento urbanístico específico para a cidade do Recife condenou a população residente nas periferias a viverem problemas de deslizamento de terra, alagamentos de comunidades ribeirinhas, entre outras situações. Devido ao aumento da incidência de movimentos de massa em encostas durante o período de chuvas, verifica-se a importância de analisar e entender o comportamento dos solos das encostas vulneráveis.

A cidade de Recife está localizada abaixo do nível do mar e, quando chove, esse processo torna-se mais preocupante devido ao elevado nível d'água. Em maio de 2016 choveu 235 mm em apenas 12 h e a Defesa Civil registrou 97 deslizamentos.

### 1.1 ÁREA DE ESTUDO

Este estudo contempla a análise da estabilidade sobre duas condições do solo de uma importante encosta de Recife localizada na Avenida Chagas Ferreira – bairro de Nova Descoberta. Esta área já foi vítima de deslizamento no ano de 2000 e cerca de 100 famílias ficaram desabrigadas após perderem suas casas. A encosta tem aproximadamente 56 m de altura e 414 m de comprimento (acompanhamento a Av. Chagas Ferreira).

Esse é um trabalho parcial de uma pesquisa de doutorado que contempla o estudo das características geológico-geotécnicas e instrumentação da encosta citada.

A encosta tem como nome “Alto de Santa Teresa, as coordenadas geográficas do local são: Longitude: 287887.00 E / Latitude: 9116055.00 S. A Figura 1 mostra a localização exata da encosta.

De acordo com as curvas de nível encontradas no levantamento topográfico realizado pela Prefeitura de Recife em 2013, a encosta apresenta altitude máxima de 78m e mínima de 23m. Os arquivos foram obtidos com a Defesa Civil do Município de Recife e trabalhados no Programa ArcGis com a ajuda da equipe de mapeamento cartográfico do GEGEP – Grupo de Engenharia Geotécnica de Encostas, Planícies e Desastres. A Figura 2 apresenta uma imagem detalhada da encosta.

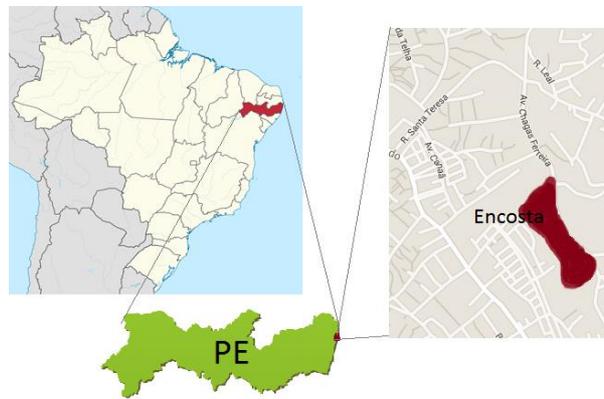


Figura 1. Localização da encosta estudada. (Coutinho et al, 2017)



Figura 2. Detalhe da encosta estudada. (Coutinho et al, 2017)

## 1.2 GEOLOGIA REGIONAL

A Formação Barreiras trata-se de uma das unidades mais extensas observadas ao longo da costa brasileira, se estendendo desde o Estado do Rio de Janeiro até o Estado do Amapá (Suguio e Nogueira, 1999), recobrendo depósitos sedimentares mesozóicos de diversas bacias costeiras. Os sedimentos quaternários costeiros no Brasil se desenvolvem sobrejacentes à referida unidade. Deve salientar o elevado crescimento demográfico que tem ocorrido no litoral do Brasil tendo por substrato a Formação Barreiras.

O aproveitamento de águas subterrâneas armazenadas na Formação Barreiras vem exigindo pesquisas mais detalhadas sobre essa unidade, porém o baixo custo desse bem mineral ainda não é suficiente para alavancar consideravelmente o volume de estudos. O alto grau de intemperismo das rochas da Formação Barreiras e a ausência de informações paleontológicas dificulta a formulação de modelos paleoambientais (Rosseti 2006).

As rochas designadas de “Barreiras” foram posicionadas na categoria de formação por Mabesoone et al. (1991). Alheiros et al. (1988) e Alheiros e Lima Filho (1991) realizaram mapeamentos geológicos na região entre o Rio Grande do Norte e Pernambuco e observaram a Formação Barreiras se apresentando na forma de arenitos conglomeráticos com seixos de quartzo, intercalações de blocos de argila e estratificações cruzada tabular. Observou-se ainda em direção ao topo, separados por uma camada de argila, tem-se sequências de arenitos de médios a grossos de cor creme com estratificações plano-paralelas e pequenas intercalações de argila e silte. Estes mesmos autores concluíram que as rochas sedimentares da Formação Barreiras teriam sido depositadas em um ambiente fluvial entrelaçado associado a leques aluviais e a depósitos litorâneos.

## 2. METODOLOGIA DAS ATIVIDADES DE CAMPO E LABORATÓRIO

A investigação geotécnica envolve o conhecimento da natureza e comportamento de todos os fatores relacionados a uma área e as condições ambientais que podem influenciar ou ser influenciada pelo projeto. Portanto, a proposta básica de uma investigação geotécnica adequada é fornecer informações primordiais para permitir a tomada de decisões durante as fases de avaliação, projeto e construção (Coutinho e Severo, 2009).

O reconhecimento geológico local foi a primeira etapa da investigação de campo. Observou-se que o solo é de Formação Barreiras, apresentando em sua maior parte areia com grãos de quartzo prismáticos e esféricos, sub-angulosos a angulosos.

Para a caracterização geotécnica realizaram-se ensaios de campo e laboratório. A investigação de campo foi composta por cinco furos de sondagem à percussão (SPT), e retirada de 4 amostras indeformadas do tipo bloco. A campanha de ensaios de laboratório realizada foi: caracterização física das amostras (Limite de Atterberg, Análise Granulométrica e Peso Específico dos Grãos), Ensaio de Permeabilidade (Tri-Flex II) e Cisalhamento Direto na condição natural e inundado.

As amostras indeformadas coletadas na área em estudo foram ensaiadas no Laboratório de Solos e Instrumentação da Universidade Federal de Pernambuco.

### 2.1 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA

O mapeamento geológico foi realizado com a equipe de Geologia do GEGEP. Neste trabalho, a encosta foi percorrida a pé e escolhidos alguns pontos (22) considerados interessantes, de acordo

com seu aspecto mineralógico observado a olho nu. A Figura 3 mostra os pontos escolhidos para análise mineralógica e geológica.

## 2.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA DE CAMPO

Foram realizados 5 furos de sondagem de simples reconhecimento com medidas de NSPT a cada metro. As sondagens seguiram as recomendações da NBR 6484/2001.

As sondagens foram divididas ao longo de um perfil que vai da base até o topo da encosta. Foram realizados 5 pontos de sondagem nas alturas: Ponto 4 - 23 m, Ponto 3 - 51 m, Ponto 2 - 67 m e Ponto 1 - 78 m e Ponto 5 – 62m. Os pontos 1, 2, 3 e 4 foram realizados numa face da encosta, e o ponto 5 na outra face. A Figura 4 mostra os pontos de sondagem.



Figura 3. Pontos onde foram realizados o mapeamento geológico. (Coutinho et al, 2017)

As sondagens foram feitas pela empresa ENSOLO. A profundidade de sondagem dos pontos foi de 20,1 m para o ponto 1; de 20,45 m para o ponto 2; 16,26 m para o ponto 3, 18,23 m para o ponto 4 e 19 m para o ponto 5.



Figura 4. Pontos de Sondagem.

As amostras indeformadas e as amostras amolgadas representativas foram coletadas em 2 locais diferentes ao longo do perfil estudado. Após a escavação foram retiradas as amostras, onde dois blocos foram coletados na profundidade de 0,90 metros e dois blocos na profundidade de 1,90 metros, apresentando forma cúbica com dimensões 0,30x0,30x0,30 m. Para cada profundidade retirou-se uma amostra amolgada com peso de aproximadamente 10 kg. As amostras foram retiradas de acordo com a NBR 9604/16 (ABNT, 2016). A localização da coleta de amostras está representada na Figura 5 pelos quadrados rosas.



Figura 5. Localização dos Blocos

## 2.3 CAMPANHA DE LABORATÓRIO

A composição granulométrica e os limites de consistência foram realizados em todas as amostras coletadas, segundo procedimentos previstos nas normas técnicas brasileiras (NBR 6457/16– Preparação de Amostras; NBR 7181/16 – Análise Granulométrica; NBR 13602/96 – Avaliação de

dispersividade de solos argilosos pelo ensaio sedimentométrico comparativo; NBR 6508/84 – Determinação de Massa Específica; NBR 6459/84 – Determinação do Limite de Liquidez; NBR 7180/88 – Determinação do limite de Plasticidade).

Os ensaios edométricos duplos foram realizados de modo a avaliar a compressibilidade do material. Foram utilizados pares de amostras indeformada, sendo uma ensaiada na condição de umidade natural e outra amostra na condição inundada.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo foram obtidos em amostras indeformadas na condição de umidade natural e na condição inundada através do ensaio de cisalhamento direto. As tensões utilizadas foram de 25, 50, 100 e 200 kPa. Foram utilizados corpos de prova com seção transversal quadrada de 10,16cm de lado (4") e 4 cm de altura.

Os coeficientes de permeabilidade para as amostras indeformadas foram obtidos através do ensaio de condutividade, o qual utilizou o permeâmetro "TRI-Flex II". A principal característica deste equipamento é a de permitir a simulação do ensaio de permeabilidade sob diferentes pressões (confinante, base e topo). No primeiro momento do ensaio aplica-se tensões confinante, base e topo para efetuar a saturação do corpo de prova, por último aplica-se novas tensões e mede-se o tempo necessário para que 5 ml de água percole da base para o topo ou do topo para base (Tabela 5). Para a realização dos ensaios moldaram-se 2 corpos de prova com altura (10,0 cm e 12,7 cm) e diâmetro (10 cm).

## 3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 3.1 ATIVIDADES DE CAMPO

Através do mapeamento geológico realizado na região trabalhada foi possível identificar duas fácies sedimentares distintas para as rochas da Formação Barreiras: fácies de leques aluviais e fácies de canais fluviais/planícies de inundação. A primeira fácies se apresenta na forma de sedimentos conglomeráticos constituídos por seixos centimétricos de quartzo envoltos numa matriz arenosa grossa. Tais níveis ocorrem geralmente intercalados com camadas arenosas; nota-se nessas camadas a ausência de estruturas sedimentares. Além dos seixos podem ocorrer também blocos centimétricos de concreções ferruginosas e também blocos de argila. Essas características indicam que sua formação ocorreu por processos de fluxos de detritos de alta energia em um ambiente de leques aluviais.

A Figura 6 apresenta a imagem detalhada dos pontos 2 e 3. A Figura 7 mostra detalhe do ponto 6 e concreção de óxido de ferro (ponto 18) e cristal de quartzo (ponto 3).



(a)

(b)

Figura 6. Detalhes de pontos do mapeamento geológico. (a) Ponto 2. (b) Ponto 3.

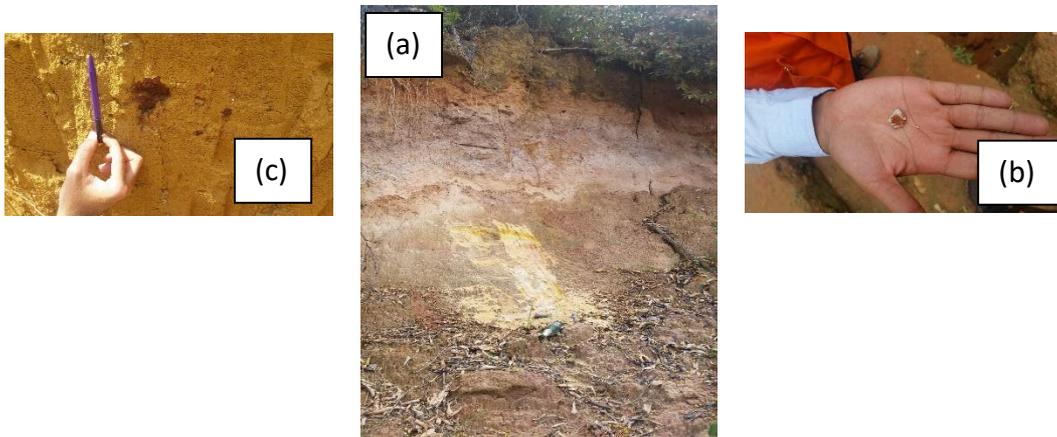


Figura 7. Detalhes de pontos do mapeamento geológico. (a) Ponto 6. (b) Concreção de óxido de ferro (c) Cristal de quartzo.

Ainda acerca da fácies canais fluviais/planícies de inundação foram encontradas camadas de argila maciça geralmente com uma textura mosqueada. A presença de rochas arenosas aponta um ambiente deposicional de canais fluviais e a presença de camadas argilosas indicam a presença de planícies de inundação adjacentes aos canais fluviais onde por ocasião do transbordamento desses canais houve a deposição de materiais finos.

As sondagens realizadas mostraram que o solo no topo da encosta tem baixa resistência até uns 10m de profundidade com  $N_{SPT}$  em torno de 8. Os furos ao longo da encosta apresentaram-se um pouco mais resistentes com  $N_{SPT}$  entre 15 e 20. Percebeu-se a predominância de solo arenoso e o nível

d'água foi encontrado a 2m de profundidade no pé da encosta. A Figura 8 apresenta o perfil de sondagem. A Figura 9 mostra os resultados de  $N_{SPT}$  a cada metro para cada vertical de sondagem realizada.

## 3.2 ATIVIDADES DE LABORATÓRIO

Todas as amostras apresentaram textura fina, de acordo com a composição granulométrica apresentada na Tabela 1. A fração argila foi de 30 % para o solo do bloco 2 e 32 % para o solo do bloco 3. De forma análoga, a fração silte foi de 12% e 9% (Tabela 1). O material do bloco 3 se diferencia do bloco 2 por apresentar maior quantidade de pedregulho. Essas características foram observadas no ensaio de permeabilidade Tri-Flex II. Estes materiais tiveram suas curvas granulométricas (Figura 10) determinadas no Laboratório de Solos e Instrumentação da UFPE.

A Tabela 2 (apresenta a classificação dos solos de acordo com Sistema Universal de Classificação de Solos (SUCS) e os Limites de Atteberg. Observa-se que todas amostras são do tipo silte ou argila de baixa plasticidade.

Tabela 1. Composição granulométrica (NBR 6457/16, NBR 7181/16 e NBR 13602/96)

Amostra	Bloco 2	Bloco 3
Prof. (m)	0,90	1,25
Pedreg. (%)	3	11
Areia Grossa (%)	15	12
Areia Med. (%)	29	16
Areia Fina (%)	11	20
Silte (%)	12	9
Argila (%)	30	32

Tabela 2. Limite de Atteberg (NBR 6459/84 e NBR 7180/88) e classificação dos solos pelo SUCS

Amos.	Prof. (m)	LL(%)	LP(%)	IP(%)	SUCS
BL-2	0,90	47	29	18	SC
BL-3	1,25	34	25	10	SC

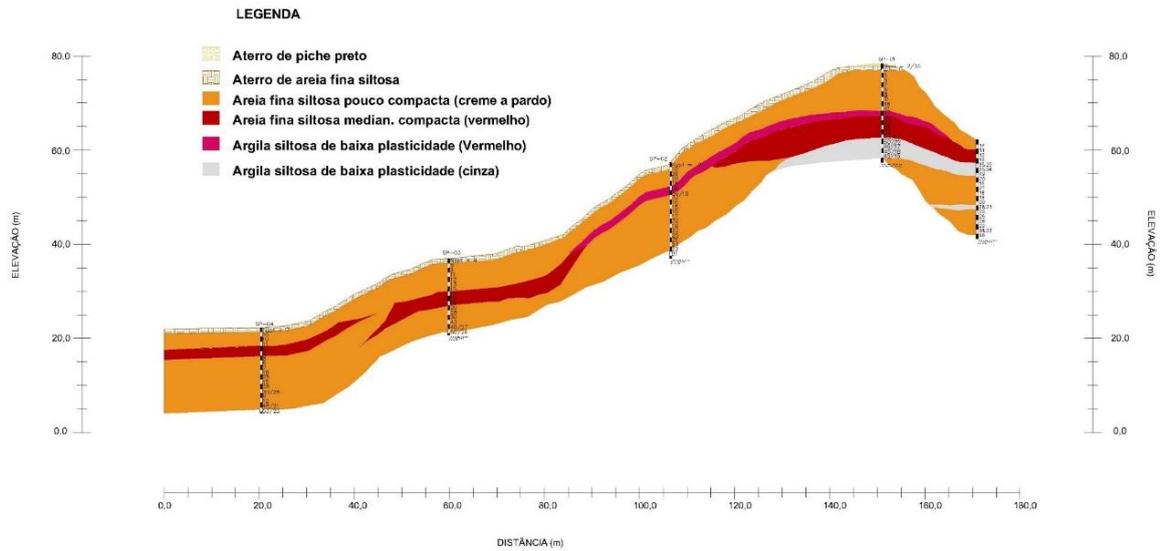


Figura 8. Perfil de Sondagem.

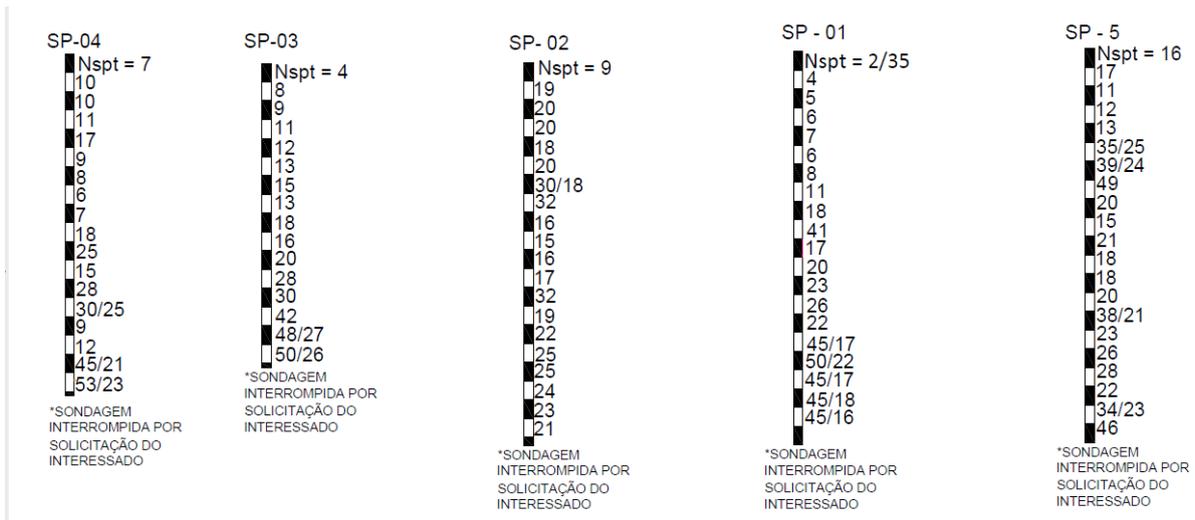


Figura 9. Resultados de  $N_{SPT}$  a cada metro para as verticais de sondagem realizadas.

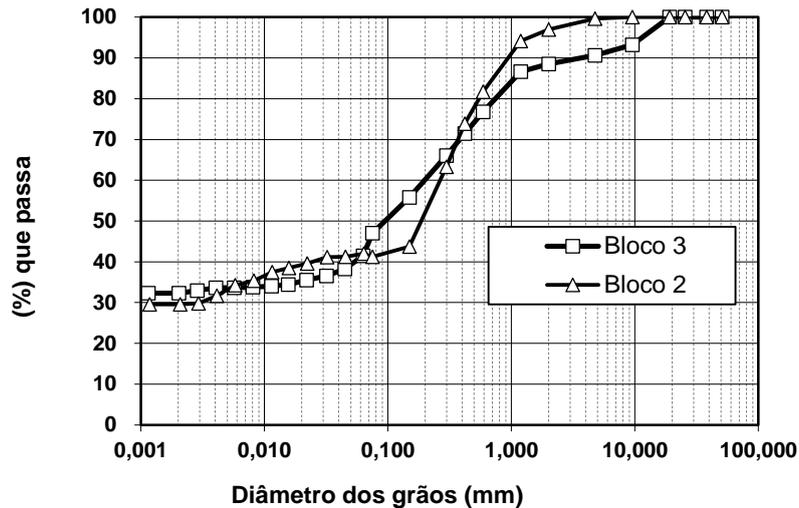


Figura 10. Curvas Granulométricas

Os valores encontrados para o coeficiente de permeabilidade de laboratório do solo em estudo, cuja formação geológica é Formação Barreiras, apresentaram classificação de areia muito fina, de acordo com Schnaid et al., 2004; Coutinho e Silva, 2006 (Tabela 3).

A Tabela 4 apresenta os resultados dos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos no ensaio de cisalhamento direto. Observa-se que, para o bloco 2, a coesão do material inundado (10,53 kPa) é quase 4 vezes menor do que o material na umidade natural (37,60 kPa) devido ao efeito da sucção matricial. Para o bloco 3, a coesão do material é igual a 0, enquanto que na condição natural é igual 23,55.

Tabela 3. Parâmetro de permeabilidade de laboratório para o solo em estudo (BL-02 e 03)

Amostras	Profundidade (m)	$K_1$ (cm/s)
BL-2	0,90	$2,653 \times 10^{-4}$
BL-3	1,25	$1,156 \times 10^{-3}$

Os ângulos de atrito na condição natural e inundada para o bloco 2 foram aproximadamente iguais, sendo o ângulo na condição natural levemente maior. Os ângulos de atrito, para o bloco 3 apresentaram-se com valores bem elevados. Isto deve-se a presença de grande quantidade de pedregulhos na amostra (Figura 11). Os ângulos de atrito referentes a condição residual apresentaram-se iguais para os solos dos blocos 2 e 3.

Apresentam-se nas Figuras 12 e 14 as curvas de tensão cisalhante x deformação horizontal para os corpos de prova submetidos ao ensaio na condição de umidade natural (BL-02 e BL-03). Nas Figuras 13 e 15 estão as envoltórias de resistência na condição de umidade natural, inundado e residual (BL-02 e BL-03).

Tabela 4. Parâmetros de resistência

Condição	Bloco 2		Bloco 3	
	$\phi$ (°)	c (kPa)	$\phi$ (°)	c (kPa)
Natural	35,37	37,60	55,93	23,55
Inundada	34,40	10,53	40,48	0,00
Residual	28,78	0,00	28,78	0,00



Figura 11. Pedregulhos presentes no solo do BL-03

Para o bloco 2, as tensões de pico obtidas foram maiores que para o bloco 3. Por isso, as envoltórias de resistência do bloco 3 apresentaram maior inclinação que para o bloco 2. Isso é explicado novamente pela quantidade de pedregulhos.

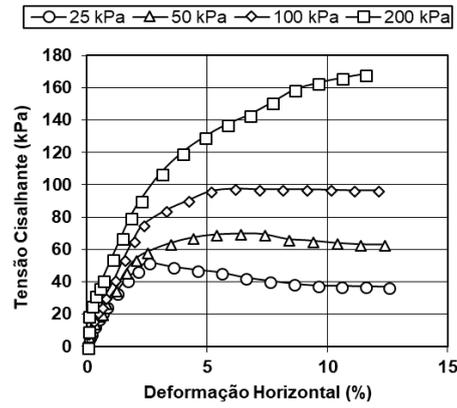


Figura 12. Curva de tensão cisalhante x deformação horizontal – umidade natural (BL-02)

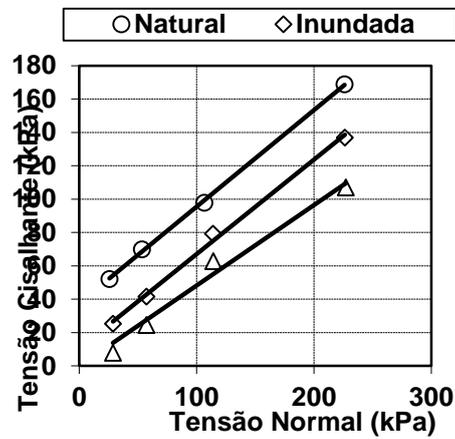


Figura 13. Envoltórias de Resistência (BL-02)

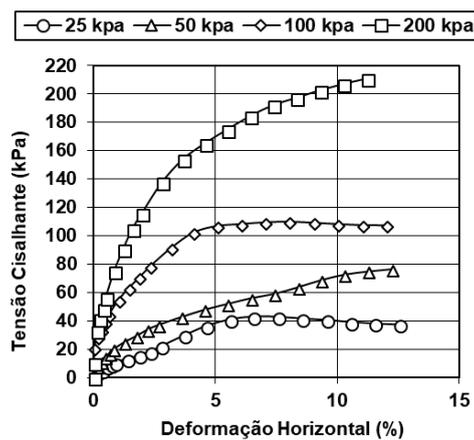


Figura 14. Curva de tensão cisalhante x deformação horizontal – umidade natural (BL-03)

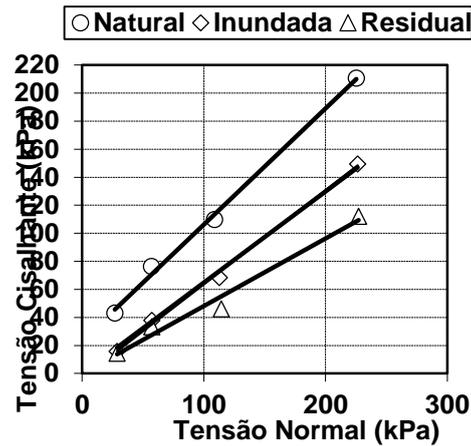


Figura 15. Envolvórias de Resistência (BL-03)

### 3.3 RELAÇÃO COM OUTROS SOLOS DE FORMAÇÃO BARREIRAS DA REGIÃO

O solo em estudo, proveniente de Formação Barreiras, apresentaram uma textura semelhante às dos solos de Formação Barreiras da RMR – PE e da Ponta do Pirambu – RN (Tabela 5). do solo em estudo (Tabela 3). A fração argila variou entre 30-32 %, o silte 9-12 % e areia 48-55%.

Os solos de Formação Barreiras da região apresentaram classificação de acordo com a SUCS variando de areia siltosa (SM), argila de baixa plasticidade (CL) a areia argilosa (SC) (Tabela 6). Os valores de LL e IP apresentados na Tabela 2 referentes ao solo da encosta estudada, estão dentro do intervalo de valores encontrados para os solos da região como é apresentado na Tabela 6. A classificação do solo segundo o SUCS também é compatível com os resultados para solos de Formação Barreiras de regiões próximas.

Tabela 5. Composição Granulométrica de solos provenientes da Formação Barreiras na RMR - Pernambuco e RN.

Ref.	Local	Ped	Are	Sil	Arg
Presente Estudo	PE	3-11	48-55	9-12	30-32
Coutinho et al. (2006)	PE	0-2	55-87	3-15	8-30
Lima (2002)	PE	0	39	3	58
Bandeira (2003)	PE	0-8	40-57	8-31	20-48
Lafayette (2006)	PE	0-2	66-94	1-7	5-39
Santana (2006)	PE	2-6	65-67	4-13	17-20
Silva (2007)	PE	0-8	57-68	8-12	20-28
Severo et al. (2011)	RN	0-28	46-65	6-14	13-32

Tabela 6. Limites de Atteberg e classificação (SUCS) dos solos referentes a Formação Barreiras na RMR - Pernambuco e RN.

Ref.	Local	LL	LP	IP	SUCS
Presente Estudo	PE	34-47	25-29	10-18	SM
Coutinho et al. (2006)	PE	29-34	14-23	11-15	SC-SM
Lima (2002)	PE	42	36	16	CL
Bandeira (2003)	PE	45-49	24-35	14-19	SC
Lafayette (2006)	PE	20-32	7-28	4-13	SC-SM
Santana (2006)	PE	24-29	12-22	7-12	SC
Silva (2007)	PE	32-42	20-28	12-14	SC
Severo et al. (2011)	RN	22-27	16-18	5-11	SM-SC

Os valores encontrados para o coeficiente de permeabilidade de campo “ $K_1$ ” (Tabela 7), apresentaram classificação variando entre areia muito fina, areia siltosa e silte. Estes resultados são compatíveis com os resultados encontrados para o solo em estudo.

Tabela 7. Permeabilidade de solos provenientes da Formação Barreiras na RMR - Pernambuco e RN.

Ref.	Local	$K_1$ (m/s)
Presente Estudo	PE	$2,653 \times 10^{-6}$ - $1,156 \times 10^{-5}$
Lima (2002)	PE	$1,24 \times 10^{-5}$ a $6,431 \times 10^{-7}$
Lafayette (2000)	PE	$7,6 \times 10^{-5}$
Lafayette (2006)	PE	2,78 a $5,23 \times 10^{-6}$
Santana (2006)	PE	1,89 a $2,12 \times 10^{-5}$
Silva et. al (2005)	PE	$1,2 \times 10^{-6}$ a $4,8 \times 10^{-7}$
Silva (2007)	PE	1,2 a $4,8 \times 10^{-6}$
Severo et al. (2005)	RN	$6,5 \times 10^{-5}$ a $1,5 \times 10^{-8}$

Tabela 8. Parâmetros de resistência de solos provenientes da Formação Barreiras na RMR - Pernambuco e RN.

Ref.	Natural		Inundado	
	C (kPa)	$\phi$ (kPa)	C (kPa)	$\phi$ (kPa)
Presente Estudo -PE	23-38	35 - 56	0-10	34-40
Gusmão Filho et al. (1986) - PE	-	-	20-50	20-24
Bandeira et al. (2004) - PE	-	-	12	29
Coutinho et al. (1999; 2006)	13	31	0	30
Santos (2001) - PE				
Lafayette (2000) - PE	-	-	7-13	24-26
Lima (2002) - PE	28	31	10	32
Lafayette et al. (2003; 2005) - PE	33-56	33-36	1,5-1,8	33-35
Silva (2005) - PE	43-46	31-45	0-3,7	31-35
Silva (2007) - PE	41-47	31-34	0-3,7	31-34
Meira (2008) - PE	1-4,2	28-34	0,4-3,5	23-26
Severo et al. (2006) - RN	116-192	27-32	23-54	26-30

Observa-se que o valor do parâmetro de coesão (C) na condição natural, referente ao solo em estudo (Tabela 4), encontra-se dentro do intervalo de 23-38 kPa para os solos cuja formação geológica é Formação Barreiras (Tabela 8). Para a condição inundada o valor de C está foi igual a 0, assim como para vários solos de Formação Barreiras das regiões próximas. Verifica-se que o valor do ângulo de atrito ( $\phi$ ) do solo em estudo nas condições natural e inundado encontra-se entre o intervalo de 34-56°. Nas referências analisadas este ângulo variou de 27-45°. Percebe-se que o valor de ângulo de atrito de 56° para o solo em estudo encontra-se fora do intervalo para os solos de regiões próximas devido a presença de pedregulhos.

## 4. CONCLUSÕES

As sondagens realizadas mostraram que o solo no topo da encosta tem baixa resistência até uns 10m de profundidade com  $N_{SPT}$  em torno de 8. Os furos ao longo da encosta apresentaram-se um pouco mais resistentes com  $N_{SPT}$  entre 15 e 20.

A permeabilidade do solo em estudo medida em campo variou entre  $2,653 \times 10^{-4}$  e  $1,156 \times 10^{-3}$  cm/s, apresentando característica de areia muito fina.

Observa-se que os valores dos parâmetros de resistência (coesão, C e ângulo de atrito,  $\phi$ ) apresentam-se dentro dos intervalos propostos por estudos em solos de Formação Barreiras de regiões próximas. A única exceção é ângulo de atrito de  $56^\circ$ , para o BL-03 na condição natural, devido a presença de pedregulhos.

Os resultados dos parâmetros geológicos-geotécnicos apresentados e discutidos no presente trabalho serão utilizados na análise da estabilidade da encosta localizada no bairro de Passarinho, na fase do desenvolvimento da tese.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao CNPq e ao grupo de pesquisa GEGEP/UFPE pelo suporte financeiro para a realização da pesquisa.

## REFERÊNCIAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. (2017). NBR 6458: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente seca e da absorção de água. Rio de Janeiro. Brasil. 10 p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. (2016b). NBR 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro. Brasil. 5 p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. (2016c). NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro. Brasil. 3 p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. (2016d). NBR 7181: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro. Brasil. 12 p.
- Alheiros, M. M.; Lima Filho, M. F. A.; Monteiro, F.A.J.; Oliveira Filho, J. S. (1998) Sistemas deposicionais na Formação Barreiras do Nordeste Oriental. In: Congresso Brasileiro de Geologia, 35, 1988, Belém (PA). Anais. SBG, v.2: 735-760.
- Alheiros, M. M.; Lima Filho, M. F. (1991) A Formação Barreiras. Revisão geológica da Faixa Sedimentar Costeira de Pernambuco, Paraíba e Rio Grande do Norte. Estudos Geológicos (Série B Estudos e Pesquisas), v. 10, p. 77-88.
- Coutinho, R. Q.; Severo, R. N. F. Conferência Investigação Geotécnica para projeto de estabilidade de encostas. 5ª Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas, COBRAE, São Paulo, 55p.
- Lima, A. F. (2002). Comportamento Geomecânico e Análise de Estabilidade de uma Encosta da Formação Barreiras na Área Urbana da Cidade do Recife. Dissertação de Mestrado. UFPE. CTG. Engenharia Civil, Recife-PE.
- Mabesoone, J. M. (Coord.). (1991) Revisão geológica da faixa sedimentar costeira de Pernambuco, Paraíba e parte do Rio Grande do Norte. Estudos Geológicos (Série B, Estudos e Pesquisas), v. 10, 252 p..
- Rossetti, D. F. (2006) Deformação Rúptil em Depósitos da Formação Barreiras na Porção Leste da Bacia Potiguar. Revista do Instituto de Geociências – USP, Geol. USP Série. Científica., São Paulo, v. 6, n. 2, p. 51-59.

Silva, M. M. (2007) Estudo geológico - geotécnico de uma encosta com problemas de instabilidade no município de Camaragibe. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental Universidade Federal de Pernambuco, 436 p.

Suguio, K.; Nogueira, A. C. R. (199) Revisão crítica dos conhecimentos geológicos sobre a Formação (ou Grupo?) Barreiras do Neógeno e o seu possível significado como testemunho de alguns eventos eológicos mundiais. Geociências, São Paulo, v. 18, n. 2, p. 439-460.