

THATIANA APARECIDA LELIS

**INFLUÊNCIA DA ENERGIA DE COMPACTAÇÃO NAS  
RELAÇÕES ENTRE O MÓDULO RESILIENTE, CBR E  
RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO NÃO CONFINADA DE SOLOS  
DA ZONA DA MATA NORTE DE MINAS GERAIS**

Tese apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do Título de *Magister Scientiae*.

VIÇOSA  
MINAS GERAIS – BRASIL

2004

THATIANA APARECIDA LELIS

**INFLUÊNCIA DA ENERGIA DE COMPACTAÇÃO NAS  
RELAÇÕES ENTRE O MÓDULO RESILIENTE, CBR E  
RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO NÃO CONFINADA DE SOLOS  
DA ZONA DA MATA NORTE DE MINAS GERAIS**

Tese apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do Título de *Magister Scientiae*.

APROVADA: 2 de abril de 2004.

---

Prof. Lúcio Flávio de Souza Villar

---

Pesq<sup>a</sup>. Dalila Campos de Medeiros Fernandes

---

Prof. Carlos Alexandre Braz de Carvalho  
(Conselheiro)

---

Prof. Dario Cardoso de Lima  
(Conselheiro)

---

Prof. Cláudio Henrique de Carvalho Silva  
(Orientador)

*Dedico este trabalho à minha Mãe, sempre do meu lado,  
e ao meu Pai, olhando sempre por mim!*

*Ninguém é tão forte que nunca tenha chorado.  
Ninguém é tão fraco que nunca tenha vencido.  
Ninguém é tão inútil que nunca tenha contribuído.  
Ninguém é tão sábio que nunca tenha errado.  
Ninguém é tão corajoso que nunca tenha medo.  
Ninguém é tão medroso que nunca tenha coragem.  
Ninguém é tão ninguém que nunca precise de alguém.*

*Nenhuma vida é tão difícil  
que não possa tornar-se mais fácil  
pelo modo como for conduzida.*

## AGRADECIMENTOS

---

A Deus!

A toda minha família, especialmente minha mãe, Vânia, e meus irmãos, Thenner e Thalyta, pelo apoio e presença nos momentos mais difíceis.

Ao meu orientador, Prof. Cláudio Henrique de Carvalho Silva, pela paciência, disponibilidade, conselhos e ensinamentos, que tanto contribuíram na realização deste trabalho.

Aos meus conselheiros, Prof. Carlos Alexandre Braz de Carvalho e Prof. Dario Cardoso de Lima, pela constante presença, colaboração e competência profissional.

Ao Prof. Paulo Sérgio de Almeida Barbosa, pela incessante ajuda e preciosos conselhos, críticas e sugestões.

Aos técnicos e funcionários do Laboratório de Mecânica dos Solos do DEC – UFV, em especial, Júlio Carlos dos Santos, o Julinho.

Ao bolsista de Iniciação Científica, Juliano, pela ajuda importantíssima neste trabalho.

Ao estagiário Marcelo, cujo esforço foi indispensável na realização dos ensaios CBR.

À Cristina (secretaria da pós-graduação), pela preocupação e divertidos momentos.

Aos colegas Danilo, Gersonito, Gisele, Reginaldo, Rodrigo, Tiago e Victor pelo valioso auxílio e troca de idéias, e todos os demais colegas de curso pela amizade e companheirismo.

Aos meus amigos, sempre presentes nos momentos mais difíceis e estressantes.

À Universidade Federal de Viçosa, através do Departamento de Engenharia Civil, pela oportunidade de realizar meu curso de Mestrado.

À FAPEMIG, pela bolsa de estudos concedida.

A todos que contribuíram, direta ou indiretamente, para a realização deste trabalho.

## **BIOGRAFIA**

---

THATIANA APARECIDA LELIS, filha de Márcio Antônio Lelis Costa e Vânia de Fátima Rodrigues Lelis, nasceu em 21 de maio de 1979, em Viçosa, MG.

Em 1997 ingressou no curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa, onde colou grau em maio de 2002.

Em abril de 2002 iniciou o Curso de Mestrado em Engenharia Civil, área de concentração em Geotecnia, pela Universidade Federal de Viçosa.

## ÍNDICE

---

<b>LISTA DE FIGURAS</b>	ix
<b>LISTA DE TABELAS</b>	xiv
<b>LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS</b>	xvi
<b>LISTA DE SÍMBOLOS</b>	xvii
<b>RESUMO</b>	xix
<b>ABSTRACT</b>	xx
<b>1 - INTRODUÇÃO</b>	<b>1</b>
1.1 - Considerações iniciais	1
1.2 - Relevância do estudo	1
1.3 - Objetivos	3
1.4 - Organização do trabalho	3
<b>2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>5</b>
2.1 - Dimensionamento de pavimentos	5
2.1.1 - Considerações iniciais	5
2.1.2 - Métodos de dimensionamento	6
2.2 - Compactação	7
2.3 - Resistência à compressão não confinada	8
2.4 - CBR (California Bearing Ratio)	9
2.5 - Módulo resiliente	11
2.5.1 - Definição	11
2.5.2 - Histórico	12
2.5.3 - Ensaio para determinação do módulo resiliente	13
2.5.4 - Fatores e modelos resilientes dos solos	14
2.5.5 - Fatores e modelos resilientes para solos granulares	18
2.5.6 - Fatores e modelos resilientes para solos coesivos	22
2.5.7 - Classificação do DNER para solos finos quanto à resiliência	25
2.5.8 - Estimativas para o módulo resiliente	27

<b>3 -</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS</b>	<b>34</b>
3.1 -	Materiais	34
3.2 -	Metodologia	36
3.2.1 -	Ensaio de caracterização	36
3.2.2 -	Ensaio de compactação e CBR	36
3.2.3 -	Ensaio de compressão não confinada	37
3.2.4 -	Ensaio de módulo resiliente	38
<b>4 -</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES</b>	<b>42</b>
4.1 -	Ensaio de caracterização	42
4.2 -	Ensaio de compactação e CBR	43
4.3 -	Ensaio de compressão não confinada	43
4.4 -	Ensaio de módulo resiliente	58
4.4.1 -	Correlação entre o módulo resiliente e o estado de tensão	58
4.4.1.1 -	Modelos resilientes para o solo LU	59
4.4.1.1.1	Energia normal	59
4.4.1.1.2	Energia intermediária	64
4.4.1.1.3	Energia modificada	68
4.4.1.2 -	Modelos resilientes para o solo PVB	72
4.4.1.2.1	Energia normal	72
4.4.1.2.2	Energia intermediária	76
4.4.1.2.3	Energia modificada	80
4.4.1.3 -	Modelos resilientes para o solo SP	84
4.4.1.3.1	Energia normal	84
4.4.1.3.2	Energia intermediária	89
4.4.1.3.3	Energia modificada	94
4.4.2 -	Influência da energia de compactação no módulo resiliente	99
4.4.3 -	Estimativas para a determinação de $M_R$	101
<b>5 -</b>	<b>CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES</b>	<b>105</b>
5.1 -	Conclusões	105
5.2 -	Recomendações para trabalhos futuros	107



<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	109
<b>ANEXO A</b>	113
<b>ANEXO B</b>	115

## LISTA DE FIGURAS

---

<b>Figura 1 -</b>	Círculo de Mohr para compressão não confinada	9
<b>Figura 2 -</b>	Representação gráfica do módulo resiliente <i>versus</i> n <sup>o</sup> de aplicações da tensão desvio (CARVALHO, 1997).	12
<b>Figura 3 -</b>	Ensaio triaxial	13
<b>Figura 4 -</b>	Modelos de comportamento resiliente de solos observados no Brasil (MEDINA,1997)	16
<b>Figura 5 -</b>	Características resilientes de solos brasileiros (amostras compactadas de 5 cm de diâmetro, ensaiadas no teor ótimo); M <sub>R</sub> em MPa (MEDINA, 1997)	17
<b>Figura 6 -</b>	Modelo bilinear com indicação das constantes k <sub>1</sub> , k <sub>2</sub> , k <sub>3</sub> e k <sub>4</sub>	24
<b>Figura 7 -</b>	Talude de corte do solo LU	35
<b>Figura 8 -</b>	Talude de corte do solo PVB	35
<b>Figura 9 -</b>	Talude de corte do solo SP	36
<b>Figura 10 -</b>	Ensaio de compressão não confinada	37
<b>Figura 11 -</b>	Curva típica de carregamento axial e definição dos módulos de elasticidade	38
<b>Figura 12 -</b>	Equipamento para a realização dos ensaios triaxiais cíclicos	40
<b>Figura 13 -</b>	Célula triaxial, servo-válvula, anel de carga e LVDT	40
<b>Figura 14 -</b>	Gráficos deslocamento <i>versus</i> tempo e carga <i>versus</i> tempo do ensaio triaxial dinâmico	41
<b>Figura 15 -</b>	Relação $\sigma_r$ <i>versus</i> CBR para o solo LU na energia normal de compactação	45
<b>Figura 16 -</b>	Relação $\sigma_r$ <i>versus</i> CBR para o solo LU na energia intermediária de compactação	46
<b>Figura 17 -</b>	Relação $\sigma_r$ <i>versus</i> CBR para o solo LU na energia modificada de compactação	47
<b>Figura 18 -</b>	Relação $\sigma_r$ <i>versus</i> CBR para o solo PVB na energia normal de compactação	48
<b>Figura 19 -</b>	Relação $\sigma_r$ <i>versus</i> CBR para o solo PVB na energia intermediária de compactação	49
<b>Figura 20 -</b>	Relação $\sigma_r$ <i>versus</i> CBR para o solo PVB na energia modificada de compactação	50
<b>Figura 21 -</b>	Relação $\sigma_r$ <i>versus</i> CBR para o solo SP na energia normal de compactação	51
<b>Figura 22 -</b>	Relação $\sigma_r$ <i>versus</i> CBR para o solo SP na energia intermediária de compactação	52

<b>Figura 23</b> –	Relação $\sigma_r$ <i>versus</i> CBR para o solo SP na energia modificada de compactação	53
<b>Figura 24</b> –	Relação $\sigma_r$ <i>versus</i> W para o solo LU	54
<b>Figura 25</b> –	Relação $\sigma_r$ <i>versus</i> W para o solo PVB	55
<b>Figura 26</b> –	Relação $\sigma_r$ <i>versus</i> W para o solo SP	55
<b>Figura 27</b> –	Representação tridimensional da relação $\sigma_r \times$ CBR $\times$ W para o solo LU na energia modificada de compactação	56
<b>Figura 28</b> –	Representação tridimensional da relação $\sigma_r \times$ GC $\times$ W para o solo LU na energia normal de compactação	57
<b>Figura 29</b> –	Variação do módulo resiliente ( $M_R$ ) com a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) para o solo LU na energia normal de compactação	59
<b>Figura 30</b> –	Modelo bilinear para o solo LU na energia normal de compactação	61
<b>Figura 31</b> –	Relações $M_R$ <i>versus</i> CBR para diferentes níveis de tensão – Solo LU – Energia normal	62
<b>Figura 32</b> –	Relações $M_R$ <i>versus</i> $\sigma_r$ para diferentes níveis de tensão – Solo LU – Energia normal	62
<b>Figura 33</b> –	Relações $M_R$ <i>versus</i> $E_{50}$ para diferentes níveis de tensão – Solo LU – Energia normal	63
<b>Figura 34</b> –	Variação do módulo resiliente ( $M_R$ ) com a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) para o solo LU na energia intermediária de compactação	64
<b>Figura 35</b> –	Modelo bilinear para o solo LU na energia intermediária de compactação	66
<b>Figura 36</b> –	Relações $M_R$ <i>versus</i> CBR para diferentes níveis de tensão – Solo LU – Energia intermediária	67
<b>Figura 37</b> –	Relações $M_R$ <i>versus</i> $\sigma_r$ para diferentes níveis de tensão – Solo LU – Energia intermediária	67
<b>Figura 38</b> –	Relações $M_R$ <i>versus</i> $E_{50}$ para diferentes níveis de tensão – Solo LU – Energia intermediária	67
<b>Figura 39</b> –	Variação do módulo resiliente ( $M_R$ ) com a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) para o solo LU na energia modificada de compactação	68
<b>Figura 40</b> –	Modelo bilinear para o solo LU na energia modificada de compactação	70
<b>Figura 41</b> –	Relações $M_R$ <i>versus</i> CBR para diferentes níveis de tensão – Solo LU – Energia modificada	71
<b>Figura 42</b> –	Relações $M_R$ <i>versus</i> $\sigma_r$ para diferentes níveis de tensão – Solo LU – Energia modificada	71
<b>Figura 43</b> –	Relações $M_R$ <i>versus</i> $E_{50}$ para diferentes níveis de tensão – Solo LU – Energia modificada	71

<b>Figura 44</b>	Variação do módulo resiliente ( $M_R$ ) com a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) para o solo PVB na energia normal de compactação	72
<b>Figura 45</b>	– Modelo bilinear para o solo PVB na energia normal de compactação	74
<b>Figura 46</b>	– Relações $M_R$ versus CBR para diferentes níveis de tensão – Solo PVB – Energia normal	75
<b>Figura 47</b>	– Relações $M_R$ versus $\sigma_r$ para diferentes níveis de tensão – Solo PVB – Energia normal	75
<b>Figura 48</b>	– Relações $M_R$ versus $E_{50}$ para diferentes níveis de tensão – Solo PVB – Energia normal	75
<b>Figura 49</b>	– Variação do módulo resiliente ( $M_R$ ) com a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) para o solo PVB na energia intermediária de compactação	76
<b>Figura 50</b>	– Modelo bilinear para o solo PVB na energia intermediária de compactação	78
<b>Figura 51</b>	– Relações $M_R$ versus CBR para diferentes níveis de tensão – Solo PVB – Energia intermediária	79
<b>Figura 52</b>	– Relações $M_R$ versus $\sigma_r$ para diferentes níveis de tensão – Solo PVB – Energia intermediária	79
<b>Figura 53</b>	– Relações $M_R$ versus $E_{50}$ para diferentes níveis de tensão – Solo PVB – Energia intermediária	79
<b>Figura 54</b>	– Variação do módulo resiliente ( $M_R$ ) com a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) para o solo PVB na energia modificada de compactação	80
<b>Figura 55</b>	– Modelo bilinear para o solo LU na energia modificada de compactação	82
<b>Figura 56</b>	– Relações $M_R$ versus CBR para diferentes níveis de tensão – Solo PVB – Energia modificada	83
<b>Figura 57</b>	– Relações $M_R$ versus $\sigma_r$ para diferentes níveis de tensão – Solo PVB – Energia modificada	83
<b>Figura 58</b>	– Relações $M_R$ versus $E_{50}$ para diferentes níveis de tensão – Solo PVB – Energia modificada	83
<b>Figura 59</b>	– Variação do módulo resiliente ( $M_R$ ) com a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) para o solo SP na energia normal de compactação	84
<b>Figura 60</b>	– Modelo bilinear para o solo SP na energia normal de compactação	86
<b>Figura 61</b>	– Relações $M_R$ versus CBR para diferentes níveis de tensão – Solo SP – Energia normal	87
<b>Figura 62</b>	– Relações $M_R$ versus $\sigma_r$ para diferentes níveis de tensão – Solo SP – Energia normal	88

<b>Figura 63</b> –	Relações $M_R$ <i>versus</i> $E_{50}$ para diferentes níveis de tensão – Solo SP – Energia normal	88
<b>Figura 64</b> –	Variação do módulo resiliente ( $M_R$ ) com a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) para o solo SP na energia intermediária de compactação	89
<b>Figura 65</b> –	Modelo bilinear para o solo SP na energia intermediária de compactação	91
<b>Figura 66</b> –	Relações $M_R$ <i>versus</i> CBR para diferentes níveis de tensão – Solo SP – Energia intermediária	92
<b>Figura 67</b> –	Relações $M_R$ <i>versus</i> $\sigma_r$ para diferentes níveis de tensão – Solo SP – Energia intermediária	93
<b>Figura 68</b> –	Relações $M_R$ <i>versus</i> $E_{50}$ para diferentes níveis de tensão – Solo SP – Energia intermediária	93
<b>Figura 69</b> –	Variação do módulo resiliente ( $M_R$ ) com a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) para o solo SP na energia modificada de compactação	94
<b>Figura 70</b> –	Modelo bilinear para o solo LU na energia modificada de compactação	96
<b>Figura 71</b> –	Relações $M_R$ <i>versus</i> CBR para diferentes níveis de tensão – Solo SP – Energia modificada	97
<b>Figura 72</b> –	Relações $M_R$ <i>versus</i> $\sigma_r$ para diferentes níveis de tensão – Solo SP – Energia modificada	98
<b>Figura 73</b> –	Relações $M_R$ <i>versus</i> $E_{50}$ para diferentes níveis de tensão – Solo SP – Energia modificada	98
<b>Figura 74</b> –	Efeito da energia de compactação e do teor de umidade para o solo LU	99
<b>Figura 75</b> –	Efeito da energia de compactação e do teor de umidade para o solo PVB	100
<b>Figura 76</b> –	Efeito da energia de compactação e do teor de umidade para o solo SP	101
<b>Figura 77</b> –	Módulos resilientes previstos e calculados pelas equações das Tabelas 32 e 33 – Solo LU	102
<b>Figura 78</b> –	Módulos resilientes previstos e calculados pelas equações das Tabelas 34 e 35 – Solo PVB	103
<b>Figura 79</b> –	Módulos resilientes previstos e calculados pelas equações das Tabelas 36 e 37 – Solo SP	103
<b>Figura 1A</b> –	Curvas de distribuição granulométrica	114
<b>Figura 1B</b> –	Curva de compactação e CBR – Energia normal – Solo LU	116
<b>Figura 2B</b> –	Curva de compactação e CBR – Energia intermediária – Solo LU	117
<b>Figura 3B</b> –	Curva de compactação e CBR – Energia modificada – Solo LU	118

<b>Figura 4B</b> – Curva de compactação e CBR – Energia normal – Solo PVB	119
<b>Figura 5B</b> – Curva de compactação e CBR – Energia intermediária – Solo PVB	120
<b>Figura 6B</b> – Curva de compactação e CBR – Energia modificada – Solo PVB	121
<b>Figura 7B</b> – Curva de compactação e CBR – Energia normal – Solo SP	122
<b>Figura 8B</b> – Curva de compactação e CBR – Energia intermediária – Solo SP	123
<b>Figura 9B</b> – Curva de compactação e CBR – Energia modificada – Solo SP	124

## LISTA DE TABELAS

---

<b>Tabela 1 -</b>	Correlação provável entre CBR e Classificação TRB (DNER, 1996)	10
<b>Tabela 2 -</b>	Classificação provável entre CBR e Classificação Unificada (DNER, 1996)	10
<b>Tabela 3 -</b>	Classificação resiliente dos solos finos (DNER, 1996)	26
<b>Tabela 4 -</b>	Relação $M_R$ /CBR (DNER, 1996)	27
<b>Tabela 5 -</b>	Variável B para diferentes tipos de agregado e primeiro invariante de tensões (ZAMAN et al., 1994)	32
<b>Tabela 6 -</b>	Caracterização e classificação dos solos	42
<b>Tabela 7 -</b>	Resultados dos ensaios de compactação e CBR	43
<b>Tabela 8 -</b>	Resultados dos ensaios de compressão não confinada para o solo LU na energia normal de compactação	45
<b>Tabela 9 -</b>	Resultados dos ensaios de compressão não confinada para o solo LU na energia intermediária de compactação	46
<b>Tabela 10 -</b>	Resultados dos ensaios de compressão não confinada para o solo LU na energia modificada de compactação	47
<b>Tabela 11 -</b>	Resultados dos ensaios de compressão não confinada para o solo PVB na energia normal de compactação	48
<b>Tabela 12 -</b>	Resultados dos ensaios de compressão não confinada para o solo PVB na energia intermediária de compactação	49
<b>Tabela 13 -</b>	Resultados dos ensaios de compressão não confinada para o solo PVB na energia modificada de compactação	50
<b>Tabela 14 -</b>	Resultados dos ensaios de compressão não confinada para o solo SP na energia normal de compactação	51
<b>Tabela 15 -</b>	Resultados dos ensaios de compressão não confinada para o solo SP na energia intermediária de compactação	52
<b>Tabela 16 -</b>	Resultados dos ensaios de compressão não confinada para o solo SP na energia modificada de compactação	53
<b>Tabela 17 -</b>	Relações $\sigma_r \times W \times$ CBR	56
<b>Tabela 18 -</b>	Relações $\sigma_r \times GC \times$ CBR	57
<b>Tabela 19 -</b>	Classificação de solos de Viçosa quanto à resiliência	58
<b>Tabela 20 -</b>	Modelos resilientes do tipo potencial para o solo LU na energia normal	60
<b>Tabela 21 -</b>	Modelos resilientes do tipo potencial para o solo LU na energia intermediária	65
<b>Tabela 22 -</b>	Modelos resilientes do tipo potencial para o solo LU na energia modificada	69

<b>Tabela 23</b> –	Modelos resilientes do tipo potencial para o solo PVB na energia normal	73
<b>Tabela 24</b> –	Modelos resilientes do tipo potencial para o solo PVB na energia intermediária	77
<b>Tabela 25</b> –	Modelos resilientes do tipo potencial para o solo PVB na energia modificada	81
<b>Tabela 26</b> –	Modelos resilientes do tipo potencial para o solo SP na energia normal	85
<b>Tabela 27</b> –	Modelos resilientes polinomiais para o solo SP na energia normal	86
<b>Tabela 28</b> –	Modelos resilientes do tipo potencial para o solo SP na energia intermediária	90
<b>Tabela 29</b> –	Modelos resilientes polinomiais para o solo SP na energia intermediária	91
<b>Tabela 30</b> –	Modelos resilientes do tipo potencial para o solo SP na energia modificada	95
<b>Tabela 31</b> –	Modelos resilientes polinomiais para o solo SP na energia modificada	96
<b>Tabela 32</b> –	Relações $M_R \times CBR \times \sigma_d \times W$ para o solo LU	102
<b>Tabela 33</b> –	Relações $M_R \times \sigma_r \times \sigma_d \times W$ para o solo LU	102
<b>Tabela 34</b> –	Relações $M_R \times CBR \times \sigma_d \times W$ para o solo PVB	102
<b>Tabela 35</b> –	Relações $M_R \times \sigma_r \times \sigma_d \times W$ para o solo PVB	102
<b>Tabela 36</b> –	Relações $M_R \times CBR \times \sigma_d \times W$ para o solo SP	103
<b>Tabela 37</b> –	Relações $M_R \times \sigma_r \times \sigma_d \times W$ para o solo SP	103



## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

---

AASHTO	- American Association for State Highway and Transportation Officials
CBR	- California Bearing Ratio
DNER	- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	- Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes
HRB	- Highway Research Board
LEC	- Laboratório de Engenharia Civil
MCT	- Miniatura, Compactado, Tropical
SHRP	- Strategic Highway Research Program
TRB	- Transportation Research Board
UFV	- Universidade Federal de Viçosa
USC	- Unified Soil Classification System

## LISTA DE SÍMBOLOS

---

$\gamma$	- Peso específico
$\gamma_s$	- Peso específico dos sólidos
$\gamma_d$	- Peso específico seco
$\gamma_{dmax}$	- Peso específico seco máximo
W	- Umidade
$W_{ot}$	- Umidade ótima
$W_{ot-2\%}$	- Umidade ótima – 2%
$W_{ot+2\%}$	- Umidade ótima + 2%
CBR	- Índice de Suporte Califórnia (“California Bearing Ratio”)
a%	- Porcentagem de vazios de ar
$\sigma$	- Tensão normal
$\sigma_1$	- Tensão axial
$\sigma_3$	- Tensão confinante
$\sigma_d$	- Tensão desvio
$\sigma_r$	- Tensão de ruptura no ensaio de compressão não confinada
$\phi$	- Ângulo de atrito
c	- Coesão
$c_u$	- Coesão não-drenada
$q_u$	- Resistência à compressão não confinada
$M_R$	- Módulo resiliente
$\epsilon$	- Deformação
$\epsilon_a$	- Deformação axial resiliente
$\epsilon_p$	- Deformação permanente
$\epsilon_e$	- Deformação elástica
$E_{50}$	- Módulo de elasticidade a 50% da tensão de ruptura
$\Delta H$	- Deslocamento vertical máximo
$h_0$	- Altura inicial
N	- Número de aplicações de tensão
$\theta$	- Tensão volumétrica ou 1º invariante de tensão
$k_1, k_2, k_3, k_4,$ $k_5$	- Coeficientes de regressão
LL	- Limite de liquidez

IP	- Índice de plasticidade
A, B, a', b', A <sub>0</sub> , A <sub>1</sub> , A <sub>2</sub> , A <sub>3</sub>	- Variáveis determinadas estaticamente
$\sigma_{\text{oct}}$	- Tensão normal octaédrica
$\tau_{\text{oct}}$	- Tensão cisalhante octaédrica
$M_{\text{Rot}}$	- Módulo resiliente no teor ótimo de umidade
% S	- Grau de saturação
% n°200	- Porcentagem passante na peneira de n° 200
1/a	- Módulo tangente inicial

## RESUMO

---

LELIS, Thatiana Aparecida, M.S., Universidade Federal de Viçosa, abril de 2004.

**Influência da Energia de Compactação nas Relações entre o Módulo Resiliente, CBR e Resistência à Compressão Não Confinada de Solos da Zona da Mata Norte de Minas Gerais.** Orientador: Cláudio Henrique de Carvalho Silva. Conselheiros: Carlos Alexandre Braz de Carvalho e Dario Cardoso de Lima.

O módulo resiliente é um parâmetro importante para o projeto e análise do comportamento de pavimentos rodoviários flexíveis submetidos às solicitações do tráfego. A determinação do módulo resiliente é realizada através de ensaios triaxiais dinâmicos em equipamentos capazes de aplicar carregamentos cíclicos e de curta duração, que demandam sistemas automáticos de controle e monitoramento e aquisição de dados dos ensaios. Em consequência, alguns trabalhos têm procurado estabelecer relações que permitam estimar o módulo resiliente a partir de ensaios mais simples, tais como o CBR e a compressão não confinada. Assim, é importante conhecer a influência da variação da energia de compactação e do teor de umidade em correlações deste tipo. Neste trabalho foram realizados ensaios para a determinação do CBR, resistência à compressão não confinada e módulo resiliente em três solos da Zona da Mata Norte de Minas Gerais, compactados nas energias de compactação do Proctor Normal, Proctor Intermediário e Proctor Modificado, nos teores de umidade  $W_{ot} - 2\%$ ,  $W_{ot}$  e  $W_{ot} + 2\%$ . Foram utilizados os modelos bilinear e potencial para correlacionar o módulo resiliente com a tensão desvio. Da análise dos resultados foram estabelecidas relações entre o CBR, a resistência à compressão não confinada, o módulo de elasticidade secante a 50 % da tensão de ruptura e o módulo resiliente para vários níveis de carregamento. Na maioria dos casos, essas relações estão associadas a um dado estado de tensão. Os resultados experimentais evidenciam que não é possível estabelecer uma relação única entre tais parâmetros de resistência e deformabilidade para explicar o efeito da variação da energia de compactação. Tais relações devem ser analisadas para cada solo em particular. As evidências experimentais indicam que a energia de compactação exerce grande influência, mas este efeito varia com o nível de tensão, teor de umidade e tipo de solo. Este estudo deve ser estendido para outros solos regionais, de modo a validar as correlações obtidas e ampliar o seu campo de aplicação.

## ABSTRACT

---

LELIS, Thatiana Aparecida, M.S., Universidade Federal de Viçosa, April, 2004.  
**Influence of Compaction Effort in the Relationships between Resilient Modulus, CBR and Unconfined Compression of soils from Viçosa - MG.**  
Adviser: Cláudio Henrique de Carvalho Silva. Committee Members: Carlos Alexandre Braz de Carvalho and Dario Cardoso de Lima.

The resilient modulus is an important parameter to design and analysis of flexible road pavement subject to traffic loading. The assessment of resilient modulus is done through dynamic triaxial tests carried out using testing apparatus able to apply cyclic loading in a short period of time, which requires full automated control and data acquisition systems. As a result, many authors have been proposing the development of correlations to estimate the resilient modulus from simple strength tests such as the unconfined compression and CBR. Therefore, it is important to determine the influence of changes in compaction effort and optimum content in such correlations. In this work, determination of CBR, unconfined compression strength and resilient modulus were carried out for three regional soils of Viçosa - Minas Gerais, compacted with water contents of  $W_{ot} - 2\%$ ,  $W_{ot}$ , and  $W_{ot} + 2\%$ , and using Normal, Intermediary and Modified Proctor compaction efforts. The variation of resilient modulus with deviatoric stress was studied using bilinear and potential models. Test results were used to develop equations in order to correlate CBR, unconfined compression strength,  $E_{50}$  and resilient modulus, considering different states of stress. Most of these relationships are related to a specific state of stress. Analysis of test results shows that it is not possible to develop a unique relationship for these parameters with the variation of compaction effort. Therefore, such correlations should be studied for each soil. In addition, test data show that compaction effort exerts a significant influence, but such effect is stress level, water content and soil type dependent. This study should be extended to other regional soils in order to validate the developed correlations as well as to broad their practical applications.

# **1 INTRODUÇÃO**

---

## **1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS**

No Brasil, e em grande parte do mundo, as rodovias são responsáveis pela maior parte do transporte de pessoas e dos mais variados tipos de carga. As más condições das estradas, além de onerar o transporte rodoviário, levam à diminuição dos níveis de segurança, com acréscimos consideráveis no número de acidentes.

Projetos e construções bem executados, juntamente com intervenções oportunas de manutenção, são essenciais para a durabilidade e o bom desempenho de um pavimento ao longo de sua vida útil (ALBERNAZ et al, 1996).

Frente à necessidade de se prever o comportamento do pavimento sob a atuação de carregamentos, formulou-se a Mecânica dos Pavimentos, que objetiva definir a estrutura dos pavimentos a partir do conhecimento de seus parâmetros de deformabilidade, representados pelos módulos resilientes e coeficientes de Poisson dos materiais que compõem as suas camadas e, inclusive, o subleito.

Resumidamente, o projeto de uma rodovia tem como objetivo tornar possível o trânsito de veículos, de forma segura e confortável, através da construção de uma estrutura durável e econômica, em qualquer condição climática.

Inicialmente, os processos eram puramente empíricos, baseados em observações de campo das solicitações do tráfego e no acúmulo de experiências. Com o avanço da computação foi possível desenvolver ferramentas computacionais que auxiliaram na abordagem racional das estruturas rodoviárias.

## **1.2 RELEVÂNCIA DO ESTUDO**

A adoção de modelos de previsão de desempenho e de análise, calcados na Mecânica dos Pavimentos, estabelece bases racionais para o projeto de pavimentos novos e suas restaurações. Entretanto, é importante calibrar os modelos para as

condições regionais do problema, levando em conta que o desempenho do pavimento é bastante sensível às variações nas características mecânicas dos materiais envolvidos na construção rodoviária.

Segundo PINTO e PREUSSLER (2001), um projeto de pavimento flexível bem concebido deve atender limitações de:

- tensões que possam provocar ruptura por cisalhamento;
- deformações permanentes e
- deformações recuperáveis ou elásticas.

Um pavimento bem dimensionado, em função do CBR, garante as duas primeiras condições. Mas, a repetição das cargas transientes pode levar à ruptura por fadiga do revestimento betuminoso ou da camada cimentada prematuramente, se não for considerado o limite admissível das deformações elásticas (PINTO e PREUSSLER, 2001).

Muitos ensaios têm sido desenvolvidos para se determinar as características dos materiais do pavimento. A caracterização dos materiais tem grande uso na definição dos critérios de ruptura através da realização de ensaios de carga repetida (fadiga), definição da deformação permanente e dos efeitos da temperatura no trincamento dos pavimentos.

O. J. Porter produziu um dos primeiros métodos de dimensionamento de pavimentos, fundamentado no ensaio CBR, o qual, após muitos anos, mantém, no todo, a mesma linha de execução inicial, apesar das críticas visando mostrar a falta de correlações entre um ensaio de penetração e o comportamento dos materiais sob a ação do tráfego. Correlações entre valores de CBR e outros dados geotécnicos dos materiais podem beneficiar o conhecimento da resistência dos pavimentos. Uma carta de classificação dos solos proposta pelo Unified Classification System mostra valores típicos de CBR como função do tipo de solo, que podem ser utilizados de maneira aproximada, desde que baseados em outras propriedades, e onde variações, a partir destas correlações, possam ser admitidas, como em estradas de baixo volume de tráfego (DNER, 1996).

A análise de tensões e deformações de estruturas de pavimentos como sistemas multi-camadas e a aplicação da teoria da elasticidade e do método dos elementos finitos deu ensejo à consideração racional das deformações no dimensionamento de pavimentos flexíveis. O conhecimento dos parâmetros elásticos ou resilientes dos solos cresceu em importância e o módulo resiliente passou a ser necessário para calcular as tensões, as deformações e as deflexões nas camadas dos pavimentos flexíveis, bem como analisar o comportamento estrutural do sistema. O desgaste funcional, decorrente da ação contínua das intempéries e da natureza repetitiva da aplicação das cargas rodoviárias, caracterizado pelo aparecimento de afundamentos de trilhas-de-roda e trincas ou fissuras por fadiga, poderia ser previsto.

Um grande número de pesquisas para a determinação do módulo resiliente está sendo desenvolvido em laboratório, onde é possível um maior controle das condições das amostras, dos sistemas de aplicação de carregamento e de medida dos deslocamentos. Entretanto, os ensaios triaxiais de carga repetida ainda são considerados especiais e custosos e exigem equipamentos relativamente complexos, sendo desejável, portanto, pesquisas com a finalidade de se obter expressões que estimem o  $M_R$  a partir de parâmetros provenientes de procedimentos mais simples.

### **1.3 OBJETIVOS**

O objetivo deste trabalho é analisar o efeito causado pelo aumento da energia de compactação e do teor de umidade nos parâmetros utilizados para o dimensionamento dos pavimentos flexíveis e em suas relações, em solos da Zona da Mata Norte - MG.

Devido às dificuldades relacionadas aos ensaios triaxiais dinâmicos, pretende-se estabelecer relações empíricas que permitam estimar o módulo resiliente dos solos, a partir de procedimentos mais simples e rotineiros, tais como ensaios de resistência à compressão não confinada e Índice de Suporte Califórnia (ISC - CBR).

Alguns pesquisadores obtiveram correlações para estimar o módulo resiliente de solos a partir de outros ensaios ou até mesmo através das propriedades geotécnicas dos solos. Entretanto, a maioria destas relações foi desenvolvida em regiões de clima temperado, sendo questionável suas aplicações em um país como o Brasil, com processos específicos de formação do solo. Cabe, então, a tentativa de estimar tais correlações e analisar a influência da energia de compactação e do teor de umidade para solos tropicais da região de Viçosa - MG.

### **1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO**

Constam neste estudo, além da Introdução, os seguintes capítulos:

#### **2 Revisão Bibliográfica**

Neste capítulo é apresentada a revisão bibliográfica voltada para os assuntos de interesse deste trabalho, com um breve enfoque sobre o dimensionamento de pavimentos flexíveis. São abordados aspectos dos ensaios inerentes aos métodos de dimensionamento, fatores que intervêm nos resultados destes ensaios e correlações formuladas por diversos pesquisadores. O ensaio triaxial dinâmico tem especial atenção, sendo apresentados alguns dos modelos e estimativas para a determinação do módulo resiliente dos solos.

#### **3 Materiais e Métodos**

As características dos solos analisados e o procedimento para a realização dos ensaios são apresentados neste capítulo. Além das informações a respeito dos materiais, são apresentados os procedimentos para a realização dos ensaios de compactação, CBR, compressão não confinada e triaxial cíclico.

#### **4 Resultados e Discussões**

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios realizados, bem como a análise dos mesmos para as diversas condições nas quais os corpos-de-prova foram ensaiados (diferentes energias de compactação e teores de umidade). Apresentam-se, também, estimativas do módulo resiliente a partir de outros parâmetros obtidos na pesquisa e avalia-se a influência das condições de compactação nestas correlações.



## **5 Conclusões e Recomendações**

Este capítulo apresenta as principais conclusões do trabalho e sugestões para futuras pesquisas.

### **Referências Bibliográficas**

**Anexo A**

**Anexo B**

## **2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

---

Os métodos empíricos de dimensionamento de pavimentos flexíveis com base no CBR, que utilizam as propriedades mecânicas do subleito e das camadas do pavimento, são bastante utilizados no Brasil, mas não consideram diretamente os parâmetros de deformabilidade dos materiais. São métodos que nem sempre representam a verdadeira solicitação de campo. Na verdade, as camadas que compõem a estrutura de um pavimento são solicitadas por tensões repetidas, normais e cisalhantes, oriundas da ação das cargas que atuam nas rodas dos veículos, gerando deformações elásticas e plásticas ou permanentes, podendo causar defeitos comprometedores à estrutura dos pavimentos.

Atualmente, o módulo resiliente ou de deformabilidade elástica passou a ser o parâmetro mecânico mais importante no dimensionamento dos pavimentos flexíveis, mas não se pôs de lado, totalmente, o Índice de Suporte Califórnia dos solos e materiais granulares, pelo grande acervo de experiência acumulado, tendo-o como referência principal na avaliação desses materiais.

Como o ensaio para a determinação do módulo resiliente enquadra-se, ainda, na classe dos ensaios especiais, correlações empíricas têm sido propostas a fim de determiná-lo através de parâmetros obtidos de outros ensaios, como o Índice de Suporte Califórnia (CBR) e da resistência à compressão não confinada.

### **2.1 DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS**

#### **2.1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS**

A avaliação estrutural do pavimento está relacionada ao estado de tensões *in loco* produzido pelas rodas carregadas, em movimento transiente sobre a superfície do pavimento. Através das respostas às aplicações das cargas são medidas as deformações permanentes e as deformações reversíveis. Estas últimas,

costumeiramente denominadas de deflexões, são caracterizadas pelo retorno à posição inicial, tão logo cesse a aplicação do carregamento.

Os materiais de uso na Engenharia Civil, tais como o concreto e o aço, trabalhando em certas amplitudes de temperatura e tensão, respondem de maneira linearmente elástica, isto é, a relação tensão-deformação é constante. Esta consideração facilita, em muito, os cálculos necessários à determinação de tensões e deformações nesses materiais, ou seja, a teoria da elasticidade é suficiente para fornecer bons resultados.

Entretanto, a maioria dos materiais de pavimentação não se comporta de maneira elástica-linear. Ensaio de laboratório e evidências de campo têm demonstrado este fato. A resistência mecânica destes materiais varia enormemente com as condições ambientais, tais como temperatura, umidade, velocidade de carregamento e magnitude da aplicação da carga e configuração do carregamento.

### **2.1.2 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO**

O projeto de pavimentos difere de outros projetos de engenharia civil pelo fato de que em projetos de fundações e estruturais a questão se reduz a saber se a estrutura resistirá por muito tempo (dezenas, e até centenas de anos) ou se romperá. Já um projeto de dimensionamento ou reforço de pavimentos deve indicar, não apenas a estrutura necessária para evitar a ocorrência de um grau de deterioração inaceitável antes de certo tempo ou número de carregamentos, mas também deve permitir a previsão da deterioração funcional e estrutural com o tempo (NÚÑEZ et al, 1996). Essa deterioração é função da qualidade dos materiais empregados, do carregamento imposto pelo tráfego e de fatores ambientais.

No decorrer dos anos foram observados muitas mudanças e avanços na filosofia de projeto de pavimentos asfálticos, sendo que, atualmente, pode-se afirmar que os mesmos rompem por diversas causas. De acordo com LI e SELIG (1994), as mais intimamente associadas à repetição de cargas sobre as estruturas de pavimentos são:

- o fenômeno de fadiga, responsável pelo trincamento de revestimentos betuminosos e de bases cimentadas;
- o acúmulo de deformações plásticas (permanentes) devido à ação das deformações cisalhantes que ocorrem em camadas granulares e no subleito.

Os métodos de projeto existentes foram, via de regra, concebidos de duas maneiras distintas: com base no desempenho ao longo do tempo, obtido através de experiências de campo (modelos empíricos) ou a partir de teoria elástica, considerada adequada para a interpretação do fenômeno (modelos racionais). Alguns métodos apresentam, ainda, uma associação de modelos empíricos com modelos racionais. Para SEVERI et al. (1998), não é possível afirmar que um critério seja absolutamente válido, ou ainda, que seja completamente satisfatório. Cada critério apresenta vantagens e desvantagens inerentes à consideração de parâmetros físicos e numéricos, campo de aplicação e simplicidade de utilização.

Dentre os vários métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis utilizados no Brasil, pode-se inicialmente citar o método empírico da HRB (Highway Research Board), hoje TRB, baseado na granulometria e limites de plasticidade e liquidez do solo.

No Brasil, o método empírico de dimensionamento de pavimentos do DNER - método do CBR, proposto pelo Eng. Murillo Lopes de Souza em 1966, e hoje em sua segunda edição (DNER - 1996), ainda é de ampla difusão no meio rodoviário, principalmente por sua concepção simples. O método fornece a espessura de material granular necessária para evitar a deformação plástica do subleito, ou mesmo, sua ruptura por cisalhamento durante a vida útil do pavimento. Sendo assim, ele só garante a proteção quanto ao afundamento de trilha-de-roda, não considerando o problema de fadiga das camadas asfálticas nos pavimentos flexíveis, e das camadas cimentadas nos pavimentos semi-rígidos.

Os métodos mecanísticos de dimensionamento consideram a análise das tensões e deformações da estrutura de pavimentos imprescindível para a interpretação do desempenho dos mesmos. Dentre os métodos que utilizam como parâmetro o módulo resiliente tem-se o método da AASHTO-1993, que utiliza critérios de serventia do pavimento, e do DNER-1996, que utiliza o módulo resiliente dos materiais a fim de se calcular a deflexão máxima prevista para a estrutura.

Na sua grande maioria, esses métodos possuem uma forma de correlação com o valor do CBR e os módulos elásticos dos materiais, ou utilizam as espessuras obtidas pelo método do CBR como padrão de comparação.

## **2.2 COMPACTAÇÃO**

Em certas situações, onde os solos disponíveis, em condições naturais, não atendem às características mecânicas de um projeto de estradas, surge a necessidade de melhoramento desses materiais. A compactação é um dos processos que visa melhorar as propriedades do solo (e de outros materiais, como misturas betuminosas) garantindo certa homogeneidade, procedendo-se a eliminação do ar. Esta operação resulta no aumento da massa específica aparente pela aplicação de pressão, impacto ou vibração, o que faz com que as partículas constitutivas do material entrem em contato mais íntimo, pela expulsão de ar. A compactação dos solos, em geral, promove um aumento na resistência ao cisalhamento e na capacidade de carga e uma redução da compressibilidade e da permeabilidade, gerando um maior módulo de elasticidade ou deformação, o que se traduz, genericamente, pelo termo estabilidade. Pela redução da porcentagem de vazios de ar, consegue-se também reduzir a faixa de variação dos teores de umidade dos materiais integrantes do pavimento, durante a vida de serviço, o que significa a maior permanência das condições obtidas imediatamente após a compactação.

Embora a compactação de solos seja uma prática corrente há muito tempo, só na década de 30 foram estabelecidos, por Ralph R. Proctor e O. J. Porter, os princípios que a regem. O ensaio de compactação desenvolvido por Proctor é adotado pelo DNER, porém com algumas modificações recebendo a designação DNER - ME 129/94.

Chama-se energia ou esforço de compactação o trabalho executado, referido à unidade de volume do solo, por processo mecânico. Tomando-se uma massa de solo

úmido Ph, num cilindro com um dado volume inicial, e aplicando-lhe um certo número n de golpes através da queda de altura H, de um soquete de peso P, resulta, após compactação, um certo volume V. Neste caso, a energia ou esforço de compactação,  $E_c$ , é dada por:

$$E_c = \frac{n \cdot P \cdot H}{V} \quad (1)$$

Pode-se dizer que, de um modo geral, com um aumento da compacidade há um aumento da resistência ao cisalhamento e uma diminuição da deformabilidade. Muitas vezes, no entanto, em casos especiais (como no caso de solos expansivos), é inútil uma compacidade inicial muito elevada, que não se manterá em serviço.

Três são as energias comumente utilizadas no ensaio: a energia normal, a energia intermediária e a energia modificada. A energia normal foi escolhida para, de certa forma, aproximar a compactação de laboratório à de campo, compatível, portanto, com os equipamentos usados normalmente nos serviços de terraplanagem. No entanto, durante a Segunda Grande Guerra (1939-1945), com o advento de bombardeiros pesados, as pistas de aeroportos necessitaram de aterros com uma capacidade de suporte maior, o que se conseguiu empregando-se equipamentos de compactação mais pesados. Isto levou à introdução, em laboratório, da energia modificada. Finalmente, tem-se o ensaio na energia intermediária, de emprego comum em pavimentação, que, como o próprio nome diz, impõe no solo uma energia que está entre a normal e a modificada. O importante a destacar é que os ensaios de laboratório funcionam como ensaios de referência para a compactação de campo, de forma um tanto arbitrária, tendo a “padronização” partido, em última instância, do campo.

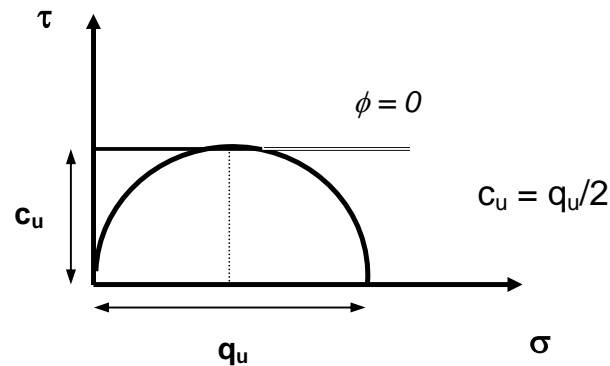
É evidente que em serviços onde a compactação poderá prosseguir pela passagem do tráfego, como é o caso das estradas de terra, o controle pode ser feito com base na energia do Proctor Normal. Em serviços onde a pavimentação segue logo após a terraplanagem, exige-se que os aterros sejam compactados de tal forma que os recalques não prejudiquem o pavimento. Dessa forma, a energia de compactação deve ser maior do que aquela aplicada nos serviços de simples abertura de estradas, sendo o controle baseado na energia do Proctor Intermediário ou Modificado. Em camadas mais importantes dos pavimentos o ensaio de Proctor Modificado é tomado como referência, pois justifica tal melhoria das propriedades do solo, sob o ponto de vista das solicitações do tráfego (MEDINA, 1997).

### **2.3 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO NÃO CONFINADA**

A resistência à compressão de um solo coesivo é o valor da pressão correspondente à carga que rompe um corpo-de-prova cilíndrico de solo submetido a carregamento axial. A ruptura, normalmente, indica a condição em que o corpo-de-prova não suporta mais um acréscimo de tensão, isto é, o ponto em que oferece sua resistência máxima à deformação em termos de tensão axial. Quando não se atinge uma carga máxima de ruptura, a resistência é o valor da pressão correspondente à carga na qual ocorre uma deformação específica do corpo-de-prova de 20% (DNER, 1994i).

No ensaio de compressão não confinada, também conhecido como ensaio de compressão simples, o corpo-de-prova é submetido apenas a incrementos de carga axial ( $\sigma_1 > 0$ ), sendo  $\sigma_3 = 0$  durante todo o ensaio. Admitindo-se  $\phi = 0$ , a envoltória de ruptura é paralela ao eixo horizontal e, sendo o diâmetro do círculo igual a  $q_u$ , tem-se que  $c_u = q_u/2$ . Como se trata de um ensaio em condições não drenadas, a velocidade de sollicitação deve ser tal que esta componente seja desprezível, a não ser que se deseje incluí-la como parte da resistência medida.

A Figura 1 mostra a representação do círculo de Mohr para a compressão não confinada:



**Figura 1** – Círculo de Mohr para compressão não confinada

AIBAN (1995) analisou a diferença de resistência não confinada ( $q_u$ ) entre amostras de faixas granulométricas distintas e sua variação com o teor de umidade. Segundo ele, essa variação é similar com a densidade e com o CBR. No ramo seco a resistência aumenta com o acréscimo de água. Entretanto, no ramo úmido, à medida que a umidade cresce, a resistência à compressão não confinada diminui.

## 2.4 CBR (California Bearing Ratio)

Para a avaliação da resistência dos materiais granulares empregados nos serviços de pavimentação foi desenvolvido, no final dos anos 30, por O. J. Porter, um ensaio de penetração especial a fim de se determinar o Índice de Suporte Califórnia (ISC) ou CBR (“California Bearing Ratio”). O CBR consiste na relação entre a pressão necessária para produzir a penetração de um pistão num corpo-de-prova de solo e a pressão necessária para produzir a mesma penetração numa brita graduada de alta resistência mecânica, adotada como padrão de referência. O valor dessa relação, expressa em porcentagem, permite determinar, por meio de equações empíricas, a espessura de pavimento flexível necessária em função do tráfego.

A importância do CBR não se restringe somente ao seu uso na grande maioria dos métodos de dimensionamento dos pavimentos rodoviários e urbanos, mas também como indicador da qualidade do solo de fundação e dos materiais utilizados na construção das camadas do pavimento.

Segundo SOUZA (1980), o ensaio empírico, em sua natureza, não pode ter seus resultados correlacionados, com precisão, a nenhuma das propriedades fundamentais que regem a resistência dos solos. As deformações que ocorrem nos corpos-de-prova são predominantemente permanentes e o ensaio pode ser tomado como uma medida indireta da resistência dos solos àquele tipo de deformação.

Alguns sistemas de classificação de solos, como a TRB (antigo HRB) e a USC, apresentam valores prováveis de CBR para cada tipo de solo. Em ambas, nota-se claramente a influência dos solos granulares na obtenção de valores elevados do CBR; inversamente, os solos finos (siltes e argilas) oferecem os valores mais baixos da escala, valores esses que, pela influência de matéria orgânica, chegam aos mínimos. Os valores encontram-se nas Tabelas 1 e 2:

**Tabela 1** – Correlação provável entre CBR e Classificação TRB (DNER, 1996)

<b>SOLO</b>	<b>CBR provável (%)</b>
A-1-a	40 a 80 (ou mais)
A-1-b	20 a 80 (ou mais)
A-2-4 e A-2-5	25 a 80 (ou mais)
A-2-6 e A-2-7	12 a 30
A-3	15 a 40
A-4	4 a 25
A-5	Menos de 2 a 10
A-6 e A-7	Menos de 2 a 5

**Tabela 2** – Correlação provável entre CBR e Classificação Unificada (DNER, 1996)

<b>SOLO</b>	<b>CBR provável (%)</b>
GW	40 a 80 (ou mais)
GP	30 a 60 (ou mais)
GM	20 a 60 (ou mais)
GC e SW	20 a 40
SP e SM	10 a 40
SC	5 a 20
ML, CL e CH	Menos de 2 a 15
MH	Menos de 2 a 10
OL e OH	Menos de 2 a 5

Segundo SENÇO (1997), o Laboratório de Ponts et Chaussés apresentou uma expressão correlacionando os valores de CBR com os limites de Atterberg. Conforme ilustra a equação (2), pode-se dizer que, de uma forma geral, o valor de suporte diminui com o aumento do Índice de Plasticidade:

$$\text{CBR} = 4,25 \cdot Z \quad \text{e} \quad Z = \frac{1000}{\text{LL} \cdot \text{IP}} \quad (2)$$

em que LL é o limite de liquidez e IP é o índice de plasticidade, sendo estas equações restritas a alguns tipos de solos.

## 2.5 MÓDULO RESILIENTE

### 2.5.1 DEFINIÇÃO

Resiliência pode ser definida como a propriedade pela qual a energia armazenada em um corpo deformado é devolvida quando cessa a tensão causadora da deformação elástica. No contexto rodoviário, Francis Hveem, em 1955, adotou o termo deformação resiliente, que passou a significar a deformação recuperável dos pavimentos quando submetidos a carregamentos repetidos. Isto, como uma forma de distinguir esta deformação daquelas que ocorrem, em menor escala, em outras estruturas (concreto, aço, etc.), onde as cargas não são repetidas tão aleatoriamente quanto à frequência, duração e intensidade como a do tráfego de veículos (PINTO e PREUSSLER, 2001).

As camadas de solo e agregados que formam a fundação dos pavimentos são sujeitas a um carregamento repetido devido ao tráfego. Sob ciclos individuais de carregamento as camadas tornam-se essencialmente elásticas, enquanto as deformações plásticas são acumuladas com os ciclos repetidos. A resiliência excessiva faz-se notar mesmo em pavimentos bem dimensionados sob o ponto de vista da resistência à ruptura plástica, sempre que as deflexões (deformações totais verticais) mostram-se grandes ou quando o trincamento da superfície é prematuro. É a deformabilidade elástica das camadas do pavimento e do subleito que condiciona o comportamento à fadiga das camadas superficiais mais rijas - revestimentos de concreto asfáltico, base de solo-cimento, etc. - sujeitas a flexões sucessivas.

O módulo resiliente,  $M_R$ , é um parâmetro utilizado para se estudar as características de deformabilidade de um material em condições dinâmicas no regime elástico. É definido como a razão entre a tensão desvio axial repetida,  $\sigma_d$ , e a deformação axial recuperável,  $\epsilon_a$ , correspondente a esta solicitação, para um dado número de aplicações da carga. Observa-se que o seu valor varia inversamente com a deformação resiliente ou recuperável. Portanto, quanto mais deformável for o material, menor será o valor do seu módulo resiliente (CARVALHO, 1997).

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\epsilon_a} \quad (3)$$

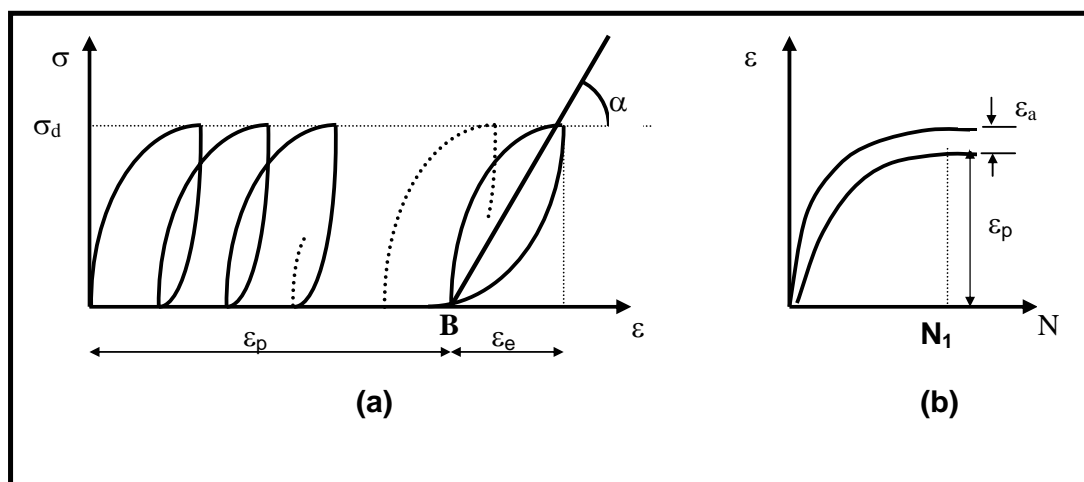


sendo  $\varepsilon_a$  definida por:

$$\varepsilon_a = \frac{\Delta h}{h_0} \quad (4)$$

onde  $\sigma_d$  é a tensão desvio aplicada repetidamente;  $\varepsilon_a$  a deformação específica axial correspondente a um número de repetições da tensão desvio;  $\Delta h$  é o deslocamento vertical máximo e  $h_0$  o comprimento inicial de referência do corpo-de-prova cilíndrico.

A Figura 2 ilustra como é feita a determinação do módulo resiliente. Em (a), após vários ciclos de carregamento, ocorreram deformações elásticas e plásticas. Entretanto, a partir do ponto B, o material começou a se comportar de forma reversível, tendendo a uma acomodação. Em (b), o valor do número de aplicações da tensão desvio onde este comportamento foi notado foi representado pelo ponto  $N_1$ .



**Figura 2** - Representação gráfica do módulo resiliente *versus* nº de aplicações da tensão desvio (CARVALHO, 1997).

## 2.5.2 HISTÓRICO

Até a década de 70, os métodos de dimensionamento usualmente empregados no Brasil caracterizavam-se por focar, basicamente, a capacidade de suporte dos pavimentos em termos de ruptura plástica sob carregamento estático, retratada através do valor do CBR. No entanto, observou-se que boa parte da malha rodoviária vinha apresentando uma deterioração prematura, que era atribuída à fadiga dos materiais gerada pela contínua solitação dinâmica do tráfego atuante. Esta realidade acabou por dar ensejo à introdução, no país, do estudo da resiliência dos materiais empregáveis em pavimentos, permitindo, assim avaliar-se comportamentos estruturais até então não explicáveis pelos procedimentos clássicos e efetuar-se uma abordagem mais realista dessa problemática no meio tropical. Tal metodologia resultou na possibilidade de analisar e prever estados de tensão-deformação de estruturas de

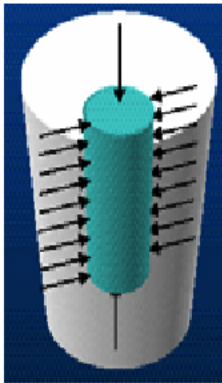
pavimentos através de programas computacionais, partindo-se de propriedades dinâmicas expressáveis em termos de valores de módulo resiliente (DNER, 1996).

Segundo MEDINA (1997), a metodologia do ensaio triaxial de carga repetida deve-se ao Prof. H. Bolton Seed, que na década de 50, na Universidade da Califórnia, investigando a deformabilidade do solo do subleito de uma pista experimental, estabeleceu técnicas para os ensaios de compressão triaxial com carga repetida. No Brasil, o ensaio triaxial de carga repetida começou a ser realizado em 1977 na COPPE/UFRJ. Os estudos e pesquisas na área de Mecânica dos Pavimentos proporcionaram uma nova visão nos procedimentos para dimensionamento dos pavimentos asfálticos, permitindo determinar suas tensões, deslocamentos e deformações.

### 2.5.3 ENSAIO PARA DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE RESILÊNCIA

O ensaio triaxial de carga repetida visa simular, em laboratório, as condições de carregamento dos materiais quando submetidos ao tráfego. Uma força de compressão atua, de forma cíclica, de zero até um valor máximo, até ser retirada para ser aplicada novamente, após um período de repouso. São simulados dessa maneira, a velocidade e o fluxo do tráfego através do tempo de pulso e da frequência de carga aplicada.

No ensaio dinâmico, a tensão de confinamento ( $\sigma_3$ ) atua uniformemente sobre o corpo-de-prova e os incrementos da tensão de compressão, denominada  $\sigma_1$  ou tensão principal maior, atuam ciclicamente na direção axial. A tensão desviadora ( $\sigma_d$ ) é a diferença entre as duas tensões anteriores.



**Figura 3** - Ensaio triaxial

O ensaio consiste, primeiramente, em uma fase de condicionamento, onde se aplica uma seqüência de carregamentos dinâmicos com a finalidade de eliminar as grandes deformações permanentes que ocorrem nas primeiras aplicações de tensão desvio e de reduzir o efeito da história de tensões no valor do módulo resiliente, dando ao material uma condição de pré-adensamento. Dependendo da norma utilizada e do tipo de solo, as cargas repetidas são aplicadas em uma quantidade variável. A medição das deformações resilientes só se faz após esta fase de acomodação das partículas, quando são aplicadas as tensões  $\sigma_3$  e  $\sigma_d$ .

É importante conhecer o solo analisado quanto ao seu comportamento resiliente. Solos arenosos e argilosos implicam em procedimentos diferentes adotados no ensaio triaxial de cargas repetidas.

O corpo-de-prova destinado ao ensaio pode ser obtido de uma amostra de solo indeformada, colhida por um amostrador do tipo Shelby, ou moldado em laboratório com a energia de compactação e umidade requeridas. Em função das normas utilizadas, os corpos-de-prova têm dimensões variáveis. O formato é cilíndrico e a relação altura/diâmetro deve ser aproximadamente igual a 2, segundo o DNER (1994g). A escolha das dimensões dos corpos-de-prova está relacionada com a composição granulométrica dos materiais e com o fato das amostras serem indeformadas ou não. Quanto maior a dimensão dos grãos de solo dos materiais a serem ensaiados, maiores serão as dimensões dos corpos-de-prova. O DNER-ME 131/94 é a norma técnica que estabelece a metodologia para se determinar os valores do módulo resiliente dos solos arenosos e argilosos ou siltosos para várias tensões aplicadas.

As amostras são preparadas utilizando-se os métodos de compactação por impacto de soquete, por compactação estática ou por vibração. O método adotado deve simular a condição do pavimento *in situ*, em função da energia de compactação calculada para as camadas de subleito, reforço, sub-base e base.

Os corpos-de-prova, geralmente, são moldados no teor de umidade ótimo ou com uma variação de  $\pm 2\%$  em relação ao teor ótimo. Estes valores são decorrentes de observações realizadas por diversos pesquisadores de que a umidade de equilíbrio dos subleitos e das demais camadas do pavimento no Brasil é no máximo igual ao teor ótimo obtido no ensaio de compactação Proctor, segundo MOTTA (1991). Este ensaio deve ser conduzido em todos os tipos de material do pavimento, desde os coesivos aos materiais estabilizados. Entretanto, as condições de ensaio, isto é, o estado de tensão, afetam o  $M_R$  de várias maneiras em diferentes materiais.

Segundo MEDINA (1997), não sendo os solos e as britas materiais elásticos lineares, não se aplica a Lei de Hooke generalizada. Os módulos resilientes dos solos dependem do estado de tensão atuante - peso próprio mais as tensões causadas pelas cargas dos veículos. O que se procura determinar nos ensaios triaxiais de carga repetida é a seguinte relação empírica para as condições de densidade, umidade e grau de saturação que o solo apresenta *in situ*:

$$M_R = f(\sigma_3, \sigma_d) \quad (5)$$

#### 2.5.4 FATORES E MODELOS RESILIENTES DOS SOLOS

O módulo resiliente depende da natureza do solo (constituição mineralógica, textura, plasticidade da fração fina), umidade, densidade e estado de tensões. O modo como se arrumam e aglomeram as partículas do solo, assim como a quantidade de água de compactação e de equilíbrio são determinantes da deformabilidade. ARAÚJO (2001), analisando um solo de comportamento laterítico e outro de comportamento saprolítico da região de Viçosa, MG, verificou que para uma mesma energia de compactação, houve uma diminuição nos valores de módulo resiliente com o aumento do teor de umidade. Segundo MEDINA e PREUSSLER (1980), o ensaio triaxial de

carga repetida faz-se com solos não-saturados, quase sempre em condições de drenagem livre.

Os módulos resilientes dos solos não coesivos submetidos a tensões axiais repetidas aumentam consideravelmente com a tensão confinante e mantêm-se praticamente constantes com o valor da tensão desvio repetida, a menos que esta tensão origine significativas deformações plásticas. De acordo com FERREIRA (2002), os modelos matemáticos para a obtenção do  $M_R$  em função das tensões e deformações aplicadas aos corpos-de-prova de solos foram desenvolvidos primeiramente por HICKS (1970) e BARKSDALE e HICKS (1973). A equação (6) refere-se a solos granulares, enquanto as equações (7) e (8) são para solos de comportamento coesivo:

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \quad (6)$$

$$M_R = k_2 + k_3 (k_1 - \sigma_d) \quad \text{para } k_1 > \sigma_d \quad (7)$$

$$M_R = k_2 + k_4 (\sigma_d - k_1) \quad \text{para } k_1 < \sigma_d \quad (8)$$

onde  $\sigma_3$  é a tensão de confinamento,  $\sigma_d$  a tensão desvio e  $k_1$ ,  $k_2$ ,  $k_3$  e  $k_4$  constantes obtidas por regressão linear.

O modelo representado pela equação 9, a seguir, considera para cálculo do módulo resiliente o 1º invariante de tensões, ou seja, são consideradas todas as tensões principais que atuam no corpo-de-prova. De acordo com ALLEN e THOMPSON (1974), este modelo é capaz de apresentar melhores resultados se comparado ao modelo em função apenas da tensão confinante.

$$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2} \quad (9)$$

onde  $\theta$  é o primeiro invariante de tensões.

Para os solos argilosos, o efeito de intensidade de tensões em relação aos módulos resilientes é mais significativo quando causado pela tensão desvio axial aplicada à amostra durante o ensaio. SVENSON (1980), citado por BENEVIDES (2000), observou que o módulo resiliente decrescia rapidamente até um certo valor da tensão desvio. Acima deste valor de  $\sigma_d$ , este decréscimo era menos acentuado. Esta observação motivou o emprego do modelo bilinear durante algum tempo.

FERREIRA (2002) ainda apresenta outros modelos de comportamento válidos, em geral, para materiais bem distintos (equações 10, 11, 12 e 13). O autor destaca a equação (13) proposta por MACÊDO (1996), cujo coeficiente de correlação  $R^2$  apresenta-se sempre acima de 0,90, ressaltando a fundamental importância em se considerar conjuntamente  $\sigma_3$  e  $\sigma_d$  impostas ao corpo-de-prova no cálculo do módulo resiliente:

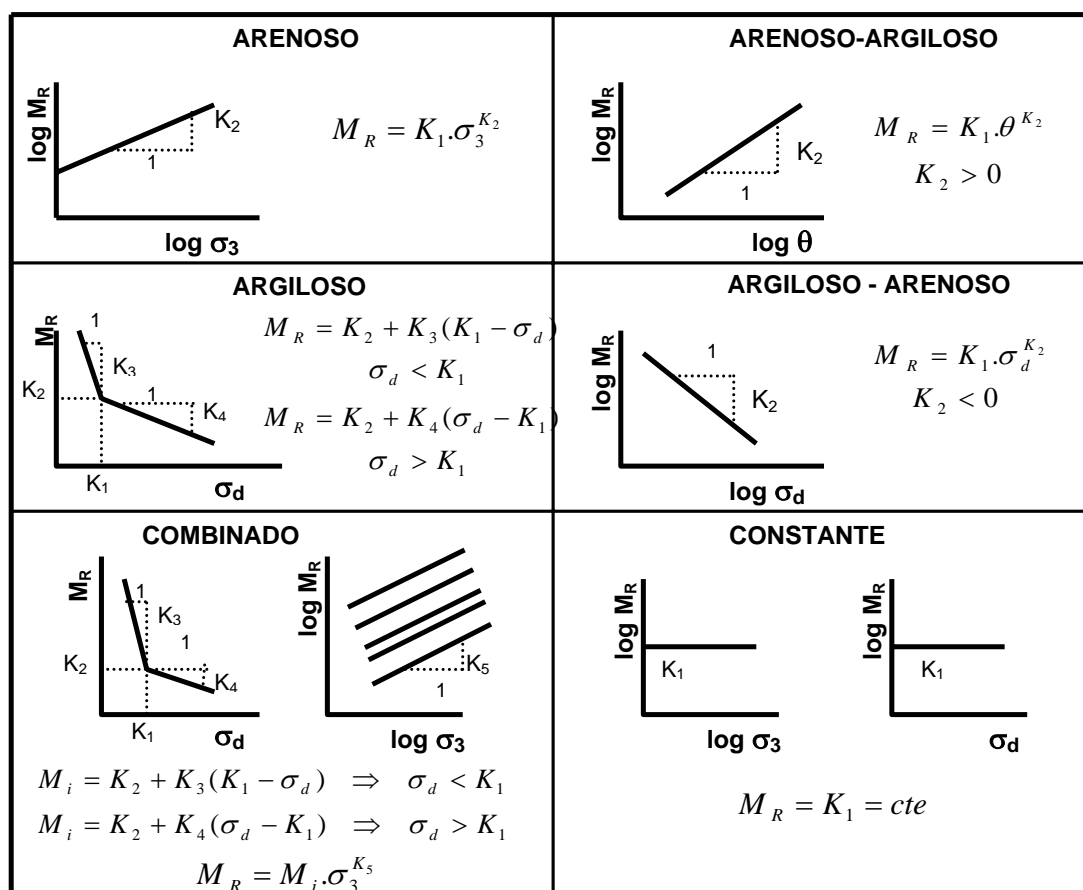
$$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \quad (10)$$

$$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2} \cdot \varepsilon_a^{k_3} \quad (11)$$

$$M_R = K \quad (12)$$

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \quad (13)$$

Os modelos de resiliência de solos observados no Brasil estão indicados na Figura 4. Segundo MEDINA (1997), a experiência brasileira com solos compactados no teor ótimo de umidade do ensaio de Proctor Normal mostra que o modelo granular ou arenoso tem sido observado em solos com menos de 50% passando na peneira nº 200 (0,074 mm), de origem saprolítica (residual jovem) ou laterítica e, também, sedimentar. As areias uniformes têm módulos maiores que as bem graduadas. O modelo argiloso ocorre nos solos finos ou com mais de 50% passando na peneira nº 200. São, geralmente, solos lateríticos de subleitos ou camada de reforço de subleito, comuns nas rodovias principais. A natureza da fração fina determina o comportamento à resiliência. Quando a razão de silte para os finos é inferior a 50%, o solo é menos resiliente.



**Figura 4** – Modelos de comportamento resiliente de solos observados no Brasil (MEDINA,1997)

TRINDADE et al. (2003) verificaram comportamentos semelhantes aos observados por MEDINA (1997) em dois solos da região de Viçosa, MG. Para o solo argiloso utilizaram o modelo  $M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$  e para o solo arenoso trabalharam com o modelo  $M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$ , apresentando resultados muito bons.

A Figura 5, apresentada por MEDINA (1997), mostra as características resilientes dos solos brasileiros, com a avaliação como subleito e camada de pavimento, que pode servir como uma escolha prévia dos parâmetros k dos modelos de resiliência. Nesta classificação levam-se em conta a granulometria, os índices plásticos e o CBR, e também estabelece uma relação com as classificações TRB e Unificada.

% que passa na peneira 200 (0,074 mm)	Granulometria	Características físicas (%)				Classe		Modelo $M_R=f(\sigma_3, \sigma_d)$	k	Avaliação como camada de pavimento e subleito	
		LL	LP	CBR	Exp.	TRB	USC				
Menos de 50%: solos arenosos	Graduada (faixa A)	<45	≤14	>20	<0,5	A-1-b	SM		$k_1 = 4000$ $k_2 = 0,90$	Resiliência média. Se $k_2 < 0,5$ e compactado no Proctor Modificado: <i>bom</i> para camadas do pavimento Se $k > 0,5$ , espessura <40cm, acima de subleito de CBR>10: <i>bom</i> em camada de pavimento	
						e	e				
	Uniforme (faixa B)	<45	≤14	>20	<0,5	A-2	SC			$k_1 = 9500$ $k_2 = 0,75$	Resiliência pequena. Em camadas de base e sub-base: <i>muito bom</i>
						A-3	SM				
						A-2-6	SC				
Intermediária a uniforme	NL	NP	<10	≥2	A-2-4	SM		$k_1 = 2800$ $k_2 = 0,34$	Resiliência grande: não deve ser utilizado em pavimentos: <i>muito ruim</i> como subleitos (micáceos)		
					A-4	SM				$k_1 = 2600$ $k_2 = 0,52$	
Mais de 50%: solos argilosos (lateríticos)	Siltes/finos < 50%	40	15	>12	-	A-7	CL		$k_1 = 0,07$ a $0,11$ $k_3 = 223(\text{CBR}) - 741$ $0 < k_3 < 2840$ $k_4 = -200$ a $-300$ $\text{CBR} > 10$ $k_4 = 0$ (CBR>10) $k_2 = 32 + 6,6(\text{CBR}) - K_4(0,2 - K_1)$	Como subleito e reforço do subleito: <i>bom</i> .	
		a	a			e	e			Como sub-base: <i>aceitável</i> , às vezes	
	Siltes/finos > 50%	60	30	≤12	-	A-6	CH			$k_4 = 0$ (CBR>10) $k_2 = 32 + 6,6(\text{CBR}) - K_4(0,2 - K_1)$	Como subleito: <i>médio a ruim</i> .
		a	a	=12		e	e				Como reforço de subleito requer estudos e ensaios especiais
Siltes/finos > 50%	35	15		-	A-7	ML		$k_3 = k_4 = 0$ $M_R = 32 + 6,6(\text{CBR})$		Como camada de pavimento: <i>não utilizar</i> .	
	60	20			A-6	CL				Como subleito: <i>requer atenção</i> e ensaios especiais	

**Figura 5** - Características resilientes de solos brasileiros (amostras compactadas de 5 cm de diâmetro, ensaiadas no teor ótimo);  $M_R$  em MPa (MEDINA, 1997)

Segundo MEDINA (1997), ARANOVICH (1985) propôs um modelo combinado ou misto com cinco parâmetros  $k$ , a partir de uma pesquisa inter-regional de pavimentos não-convencionais de alguns estados brasileiros. Trata-se de um comportamento intermediário por considerar a influência conjunta das tensões desvio e confinante no valor de  $M_R$ . O modelo é representado pelas equações 14 e 15, onde  $\sigma_3$  é a tensão de confinamento,  $\sigma_1$  a tensão axial e  $k_1, k_2, k_3, k_4$  e  $k_5$  constantes obtidas por regressão linear.

$$M_R = k_2 + k_3 [k_1 - (\sigma_1 - \sigma_3)] \cdot \sigma_3^{k_5} \quad \text{para } k_1 > (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (14)$$

$$M_R = k_2 + k_4 [(\sigma_1 - \sigma_3) - k_1] \cdot \sigma_3^{k_5} \quad \text{para } k_1 < (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (15)$$

O modelo constante do  $M_R$  ocorre tanto em solos saprolíticos silto-arenosos, micáceos, de módulos baixos, como em solos lateríticos fortemente cimentados de módulos altos (MEDINA, 1997).

ARAÚJO (2001) utilizou o modelo bilinear, como o ilustrado pela Figura 5, para solos argilosos e com porcentagem de silte menor que 50%, para analisar a relação do módulo resiliente com a tensão desvio.

### 2.5.5 FATORES QUE AFETAM O MÓDULO RESILIENTE DE SOLOS GRANULARES

É sabido que camadas granulares do pavimento mostram um comportamento predominantemente elasto-plástico não-linear quando submetidas ao tráfego. A fim de trabalhar com esta não-linearidade e diferenciá-la das teorias elásticas tradicionais, a resposta resiliente dos materiais granulares é usualmente definida pelo módulo resiliente e pelo coeficiente de Poisson. Para fins de projeto, é necessário considerar a variação do comportamento resiliente influenciada por mudanças em alguns parâmetros. A partir de estudos encontrados na literatura, muitos fatores podem ser citados, com diferentes graus de importância, como os descritos a seguir:

#### a) Número de repetições da tensão desvio

Tem-se observado que o módulo resiliente aumenta ou diminui com o aumento de repetições da tensão desvio, e que esta variação depende do índice de vazios crítico, da densidade do material, do grau de saturação e do valor da tensão repetida aplicada.

Segundo LEKARP et al. (2000), enquanto MOORE et al. (1970) afirmaram que o módulo resiliente aumenta com o número de ciclos de carregamento, HICKS (1970) relatou que ensaios em materiais granulares submetidos a 50 - 100 repetições de carga e a 25000 repetições apresentaram resultados praticamente iguais. ALLEN e THOMPSON (1974) realizaram observações semelhantes.

NAZARIAN e FELIBERTI (1993) compararam o procedimento de ensaio da AASHTO T-247 com o do SHRP (Strategic Highway Research Program),

que considera 100 aplicações de carga para a determinação do módulo resiliente, e encontraram resultados similares.

#### b) Histórico de tensões

Para que uma amostra seja ensaiada a vários níveis de tensões e determinados os módulos resilientes para cada nível, é necessário eliminar ao máximo o efeito da história de tensões no comportamento resiliente.

Quando um determinado solo não-coesivo é submetido a um carregamento repetido, grandes deformações permanentes ocorrem durante os primeiros ciclos de carga, como consequência de movimentos relativos entre partículas ou fratura das mesmas nos pontos de contato. Com a repetição do carregamento, o material adquire rigidez e as deformações permanentes ao final de cada ciclo da carga aplicada diminuem até tornarem-se muito pequenas ou nulas. A partir deste instante, o solo apresenta um arranjo estável de partículas e um comportamento quase elástico no sentido de que toda deformação nele causada pelo carregamento é recuperável quando este é retirado. Nessas condições, o módulo do material torna-se aproximadamente constante.

Em ensaios triaxiais de carga repetida uma única amostra de solo pode ser utilizada para determinar o módulo em vários níveis de carregamento, desde que:

- a amostra seja previamente submetida a carregamentos repetidos de valores variados, compatíveis com os encontrados nos pavimentos, a fim de eliminar as deformações permanentes iniciais, dando ao material uma condição de pré-adensamento;
- em materiais saturados ou próximos da saturação, estes carregamentos prévios devem ser realizados na condição drenada, evitando mudanças a curto prazo na pressão neutra;
- o módulo resiliente deve ser determinado após um número mínimo de repetições, variando de acordo com a norma utilizada, acima do qual ele permanece aproximadamente constante.

Esse procedimento de ensaio de laboratório submete o material a condições similares às encontradas nos pavimentos. No período inicial pós-construção, carregamentos variados e repetidos, provenientes de veículos com diferentes pesos, provocam no pavimento deformações permanentes. Após este período inicial de acomodamento, os pavimentos adquirem um comportamento tensão-deformação aproximadamente constante. Contudo, variações a longo prazo no módulo resiliente e nas propriedades tensão-deformação poderão ser função de outros fatores não representáveis em ensaios correntes de laboratório (DNER, 1996).

Segundo LEKARP et al. (2000), estudos sobre esse fator foram realizados por BOYCE et al. (1976), HICKS (1970) e ALLEN (1973). Nestes trabalhos, os autores relataram que o efeito do histórico de tensões poderia ser quase eliminado ou reduzido pelo condicionamento das amostras.



c) Duração e frequência do carregamento

O tempo de duração da carga repetida é estabelecido em função da velocidade dos veículos e do ponto no interior dos pavimentos onde se deseja calcular o módulo resiliente. A frequência de aplicação é função das condições de tráfego da estrada.

Os ensaios triaxiais dinâmicos em solos arenosos mostram pequena influência da frequência de aplicação da tensão desvio no módulo resiliente até 40 aplicações por minuto. Entretanto, para 60 aplicações por minuto os módulos normalmente tornam-se bem maiores. A duração da tensão desvio tem influência apenas para níveis de tensão elevados, superiores aos comumente existentes nas camadas de um pavimento (DNER, 1996).

d) Quantidade de finos, granulometria, tamanho máximo das partículas, tipo e forma dos agregados.

Alguns pesquisadores relataram que o módulo resiliente dos solos granulares geralmente diminui com a quantidade de finos. HICKS e MONISMITH (1971) observaram alguma redução no módulo com um aumento dos finos para ensaios em agregados parcialmente fraturados. Entretanto, o oposto foi verificado para agregados totalmente fraturados.

Segundo LEKARP et al. (2000), para agregados com a mesma quantidade de finos e uma distribuição granulométrica similar, o aumento do módulo resiliente se dá com o aumento do tamanho máximo das partículas.

Já a distribuição granulométrica parece ter alguma influência na rigidez dos materiais, embora geralmente seja considerada de menor importância. Um estudo de THOM e BROW (1988), citados por LEKARP et al. (2000), verificou que agregados de granulometria uniforme foram levemente mais rígidos que os bem graduados. De acordo com LEKARP et al. (2000), outros autores obtiveram resultados similares.

Para HICKS e MONISMITH (1971) e ALLEN e THOMPSON (1974) agregados fraturados tendo partículas angulares fornecem um módulo resiliente maior que aqueles de partículas de formas arredondadas.

e) Efeito da densidade e da umidade

Vários estudos revelaram que o módulo resiliente geralmente aumenta com o aumento da densidade (ALLEN e THOMPSON, 1974 e LENTZ e PUMPHREY, 1986). Isto porque para uma densidade maior, os contatos entre partículas aumentam em muito, havendo uma diminuição da deformação e, conseqüente, aumento no módulo resiliente.

Para HICKS e MONISMITH (1971), o efeito da densidade tende a ser maior para agregados parcialmente fraturados do que para os totalmente fraturados. LEKARP et al. (2000) citam os trabalhos de BARKSDALE e ITANI (1989), onde é afirmado que o aumento do módulo resiliente com a densidade é mais acentuado a baixos valores de tensão normal, e VUONG (1992), que relatou que o módulo deixa de ser influenciado pela densidade quando esta passa da densidade correspondente ao valor ótimo de umidade. ALLEN e THOMPSON (1974) observaram que a influência da densidade

tende a ser maior a baixos níveis de tensão, mas que, em geral, há um aumento do módulo resiliente com  $\gamma_d$ .

É aceito que a resposta resiliente dos materiais granulares secos e da maioria dos parcialmente saturados é similar, mas à medida que tendem à saturação, o comportamento resiliente pode ser afetado significativamente, tendendo a uma diminuição do módulo resiliente com o aumento de nível de saturação. HICKS e MONISMITH (1971) confirmam este comportamento à medida que a umidade aumenta, acima do teor ótimo.

f) Nível de tensão aplicada

O módulo resiliente para os solos não-coesivos aumenta muito com a tensão confinante e é relativamente pouco atingido pelo valor da tensão desvio repetida, desde que esta tensão não cause excessiva deformação plástica.

CARVALHO (1997) cita os modelos propostos por alguns autores para a determinação do valor do módulo resiliente. Para DUNCAN, MONISMITH e WILSON (1968), para materiais de base e de sub-base ele pode ser obtido pela expressão (16):

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \quad (16)$$

onde  $k_1$  e  $k_2$  são constantes determinadas experimentalmente ( $k_2$  variando em geral entre 0,35 e 0,55) e  $\sigma_3$ , a tensão confinante. Este modelo é o mais utilizado para esse tipo de solo, obtendo bons resultados, como descreve FERREIRA (2002).

Ainda segundo CARVALHO (1997), para DEHLEN e MONISMITH (1970) o módulo resiliente pode ser tanto expresso pela equação (16) quanto pela equação (17). O “AASHTO Guide for Design of Pavement” (1986) recomenda o uso da equação (17) para materiais granulares de camadas de base e sub-base de pavimentos flexíveis:

$$M_R = k'_1 \cdot \theta^{k'_2} \quad (17)$$

onde  $\theta$  é a soma das tensões principais (1º invariante de tensões) e  $k'_1$  e  $k'_2$  constantes determinadas experimentalmente ( $k'_2$  variando de 0,35 a 0,60).

Dunlap, segundo o Manual do DNER (1996), definiu a seguinte relação:

$$M_R = k_3 + k_4 \cdot (\sigma_R + \sigma_\theta) \quad (18)$$

em que  $k_3$  é o módulo para a condição não confinada,  $k_4$  é uma constante determinada experimentalmente e  $\sigma_R$  e  $\sigma_\theta$  as tensões radial e tangencial, respectivamente.

Segundo CARMO (1998), NATAATMADJA e PARKIN (1989) desenvolveram um modelo para solos granulares baseado na tensão confinante e na tensão desvio, ilustrado pela Equação 19:

$$M_R = \frac{\theta}{\sigma_1 \cdot (A + B \cdot \sigma_d)} \quad (19)$$

onde A e B são coeficientes de regressão determinados com os resultados de laboratório.

### 2.5.6 FATORES QUE AFETAM O MÓDULO RESILIENTE DE SOLOS COESIVOS

O módulo resiliente dos solos finos não é uma constante de rigidez, mas dependente de muitos fatores. Uma mudança drástica no valor do módulo para um mesmo tipo de solo pode ser resultado de mudanças em alguns fatores, tais como o estado de tensão e a umidade. Para solos finos coesivos o módulo resiliente é influenciado basicamente por:

a) Histórico de tensões e número de repetições da tensão desvio

Os solos arenosos podem sofrer esses efeitos, diminuídos ou eliminados através de um pré-condicionamento, que consiste em ciclos de carregamento e descarregamento.

Os solos argilosos têm deformações resilientes que diminuem com o número de repetições de cargas, produzindo um efeito de enrijecimento que pode ser atribuído a um acréscimo do peso específico devido ao carregamento repetido e a um provável rearranjo estrutural das partículas (DNER, 1996).

O módulo resiliente tende, então, a ser constante com o aumento do número de aplicações da tensão, se a tensão desvio estiver abaixo de um certo nível em relação à ruptura.

b) Duração e frequência da aplicação das cargas

Não se tem notado influência substancial para frequências de 20 a 60 aplicações por minuto, com duração de 0,86 a 2,86 segundos e umidade dos corpos-de-prova próxima à ótima (MEDINA e PREUSSLER, 1980).

c) Umidade e peso específico de moldagem

Vários estudos na literatura comprovam que o módulo resiliente é bastante dependente dos parâmetros de compactação, diminuindo muito com o aumento da umidade de compactação, pois a deformação resiliente aumenta rapidamente com o acréscimo de água, sendo recomendável a compactação no teor ótimo ou aquém dele. LEE et al. (1997) mencionam a existência de uma relação linear entre o  $M_R$  e a sucção do solo. FREDLUND et al. (1975, 1977) são citados por proporem o módulo resiliente como função de três variáveis de tensão: a tensão confinante líquida ( $\sigma_3 - u_a$ ), a tensão desvio ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) e a sucção matricial ( $u_a - u_w$ ).

O efeito da sucção nos valores de módulo resiliente foi analisado em um solo argiloso, de comportamento laterítico, do Rio Grande do Sul por CERATTI et al. (1996). Os autores concluíram que há realmente uma influência da sucção na deformabilidade elástica dos solos, compactados ou naturais, devendo ser considerada para a compreensão do comportamento resiliente dos mesmos.

d) Tixotropia dos solos argilosos

O ganho tixotrópico de resistência ou rigidez pela alteração da estrutura em período de repouso ou cura não é significativo, principalmente após algumas repetições de carga (DNER, 1996). Segundo TANIMOTO e NISHI (1970), citados por LEE et al. (1997), o efeito da tixotropia é mais significativo para amostras compactadas no ramo úmido do que as compactadas no ramo seco da curva de compactação.

e) Métodos de compactação

O método de compactação - estático, impacto, amassamento, etc. - faz-se sentir nos solos argilosos acima do teor ótimo, e pouco ou nenhuma influência tem aquém do ótimo, o que se explica pelo tipo de estrutura produzido na compactação. Em geral, segundo LEE et al. (1997), amostras compactadas estaticamente apresentam maiores valores de  $M_R$ .

De acordo com SVENSON (1980), citado por BENEVIDES (2000), os métodos de compactação influem nas propriedades dos solos coesivos devido ao arranjo das partículas para as diversas umidades e pesos específicos aparentes secos nas curvas de compactação. As variações desses arranjos tendem a produzir uma estrutura floculada das partículas no ramo seco e uma estrutura dispersa do ramo úmido. O aumento da umidade ocasiona um acréscimo no grau de dispersão ou elevação de forma progressiva da orientação das partículas. Mas essa variação é menos evidente na compactação na umidade ótima ( $W_{ot}$ ).

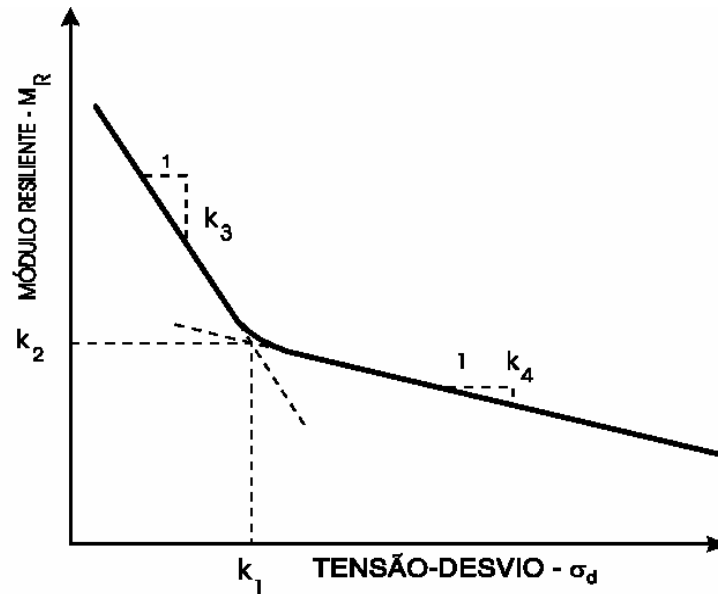
f) Nível de tensão

Enquanto nos solos granulares o módulo resiliente depende da tensão confinante e é pouco afetado pela tensão desvio, nos solos finos coesivos o módulo depende da tensão desvio, sendo pouco atingido pela tensão confinante.

Muitos modelos constitutivos têm sido propostos para simular o comportamento do módulo resiliente com a tensão desvio. Os solos coesivos compactados próximos ao teor de umidade ótimo mostram uma correlação de forma bilinear entre o módulo resiliente e a tensão desvio, como ilustra a Figura 6, cujas equações são (YODER e WITCZACK, 1975):

$$M_R = k_2 + k_3 [k_1 - (\sigma_1 - \sigma_3)] \text{ para } k_1 > (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (20)$$

$$M_R = k_2 + k_4 [(\sigma_1 - \sigma_3) - k_1] \text{ para } k_1 < (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (21)$$



**Figura 6** – Modelo bilinear com indicação das constantes  $k_1$ ,  $k_2$ ,  $k_3$  e  $k_4$

Segundo FERREIRA (2002), apesar da dificuldade experimental em se obter o ponto de interseção das duas retas, e de não haver, ainda, uma explicação razoável para essa brusca mudança de comportamento, o modelo bilinear foi por muito tempo utilizado em avaliação de pavimentos.

Alternativamente, os resultados podem ser apresentados através da seguinte equação:

$$M_R = k \cdot \sigma_d^n \quad (22)$$

onde  $k$  e  $n$  são parâmetros de resiliência do solo estudado, sendo  $n$  geralmente negativo, e  $\sigma_d$  a tensão desvio. Segundo LI e SELIG (1994) alguns autores conseguiram bons resultados adotando esse modelo, tendo BROWN et al. (1975) e BROWN (1979) proposto um modelo similar considerando a tensão confinante efetiva ( $\sigma_3'$ ) para solos pré-adensados saturados:

$$M_R = k \cdot \left( \frac{\sigma_d}{\sigma_3'} \right)^n \quad (23)$$

LI e SELIG (1994) citam ainda o modelo semi-log (equações 24a e 24b) proposto por FREDLUND et al. (1977), o modelo hiperbólico (equação 25) proposto por DRUMM et al. (1990) e o modelo octaédrico (equação 26) apresentado por SHACKEL (1973):

$$M_R = 10^{(k-n.\sigma_d)} \quad (24a)$$

ou

$$\log(M_R) = k - n.\sigma_d \quad (24b)$$

$$M_R = \frac{k + n.\sigma_d}{\sigma_d} \quad (25)$$

$$M_R = k. \frac{\sigma_{oct}^n}{\tau_{oct}^m} \quad (26)$$

onde  $n$  é um parâmetro de resiliência,  $\sigma_d$  a tensão desvio,  $\sigma_{oct}$  a tensão normal octaédrica e  $\tau_{oct}$  a tensão de cisalhamento octaédrica

LI e SELIG (1994) fizeram uma comparação entre os diferentes modelos apresentados e o modelo bilinear foi o que melhor representou a variação de  $M_R$  com o nível de tensão. Entretanto, este requer 4 parâmetros de resiliência na sua constituição. O modelo  $M_R = k. \sigma_d^n$  obteve a segunda melhor representação, com um ajuste muito bom ( $R^2$  acima de 0,92), necessitando de apenas 2 parâmetros. Os modelos restantes não apresentaram vantagens aparentes sobre os outros dois anteriormente mencionados.

A previsão do módulo resiliente utilizando esses modelos é fortemente dependente dos parâmetros utilizados, que são significativamente influenciados pelo estado físico do solo (umidade, densidade e tipo de solo). Esta influência pode ser similar ou até mesmo maior, em alguns casos, que o estado de tensão.

### **2.5.7 CLASSIFICAÇÃO DO DNER PARA SOLOS FINOS QUANTO À RESILIÊNCIA**

Uma redução do número de ensaios triaxiais dinâmicos requeridos em um projeto de pavimento poderia vir de uma classificação dos solos segundo seu comportamento resiliente.

Para fins de classificação quanto à resiliência, os solos finos são aqueles que apresentam mais de 35% em peso de material passando na peneira 200. Em função do valor de  $M_R$  obtido pelo modelo bilinear estão assim agrupados, quanto ao comportamento resiliente (DNER, 1996):

Solo Tipo I - bom como subleito e reforço do subleito, podendo ser utilizado como camada de sub-base.

Solo Tipo II - regular como subleito e reforço do subleito.

Solo Tipo III - não pode ser usado como camada de pavimento e para subleito, requer estudos especiais.

A Tabela 3 apresenta a classificação dos solos finos estimada indiretamente, quando não for possível a determinação de  $M_R$ , conhecendo-se a porcentagem de silte na fração que passa na peneira 200 (S%) e o CBR (DNER, 1996).

**Tabela 3** - Classificação resiliente dos solos finos (DNER,1996)

CBR	S %		
	$\leq 35$	35 - 65	$\geq 65$
$\leq 5$	III	III	III
6 - 9	II	II	III
$\geq 10$	I	II	III

Para os tipos de solos são admitidas as seguintes expressões (BENEVIDES, 2000, citando PREUSSLER, 1983, PINTO, 1991, DNER, 1996):

Solo Tipo I :

$$M_R = 4874 \sigma_d^{-1,129} \quad (27)$$

Solo Tipo II :

$$M_R = 1286 \sigma_d^{-0,5478} \quad (28)$$

Solo Tipo III :

$$M_R = 530 \text{ kgf/cm}^2 \quad (29)$$

O Manual de Pavimentação do DNER (1996) baseia-se na relação  $M_R$ /CBR para identificar três grupos de solos, utilizando-se também nesta classificação a relação entre o CBR e a porcentagem total de argila, como mostrado na Tabela 4:

**Tabela 4 - Relação  $M_R$ /CBR (DNER, 1996)**

<b>Grupo</b>	<b>CBR / (% argila)</b>	<b><math>M_R</math> / CBR</b>
G (Solo de comportamento granular)	Maior que 0,474	40
I (Solo de comportamento intermediário)	Entre 0,202 e 0,474	120
C (Solo de comportamento coesivo)	Menor que 0,202	440
Solo arenoso fino	-	700

### 2.5.8 ESTIMATIVAS PARA O MÓDULO RESILIENTE

Os ensaios para a determinação do módulo resiliente ainda são considerados especiais, exigindo equipamentos relativamente complexos e caros, o que torna a sua utilização restrita fora de instituições acadêmicas ou de pesquisa. Tal situação motivou vários trabalhos desenvolvidos com a finalidade de se obter correlações que permitissem a estimativa do módulo resiliente a partir do CBR, da coesão e do ângulo de atrito, do peso específico e da umidade de compactação e parâmetros obtidos a partir de ensaios de compressão não confinada.

Em função da extrema variabilidade dos materiais, as classificações e correlações desenvolvidas, quase sempre, não permitem sua generalização. Muitas vezes, os materiais não se enquadram devidamente em nenhum grupo, ou, no caso de correlações, os valores apresentados são muito diferentes daqueles obtidos pelos ensaios triaxiais dinâmicos.

HEUKELOM e KLOMP (1967) citados por LEE e FISHMAN (1993) propuseram uma correlação para a estimativa do módulo resiliente para solos finos baseada no CBR:

$$M_R = A \cdot CBR, \text{ em kPa} \quad (30)$$

onde A é um coeficiente obtido através de regressão linear. O limite de A situa-se entre 5167,5 e 20670 e, usualmente, é utilizado o valor de 10335. O uso da equação (30) tem sido recomendado diferentemente. Segundo os autores, a AASHTO (1985) sugere seu uso para solos com CBR embebido de 10 ou menos, ao passo que o ASPHALT INSTITUTE (1967) recomenda o uso para solos com CBR acima de 20, determinado a uma umidade compatível com as condições de campo. A sugestão de KLOMP e DORMON (1964) é similar a do ASPHALT INSTITUTE (1967). Embora seja bastante simplificada, o que se critica nesta correlação é a grande faixa de variação dos valores de  $M_R$  que podem ser obtidos. A validade de sua utilização é contestável, fornecendo resultados bem diferentes, dependendo do coeficiente A a ser empregado.

No caso de solos argilosos compactados na umidade ótima, MEDINA e PREUSSLER (1980) relataram que, além de pouco variar com a pressão confinante, o módulo resiliente é relativamente pouco afetado pela tensão-desvio quando esta for superior a 0,7 - 1,1 kgf/cm<sup>2</sup>. Sendo assim, procurou-se obter uma correlação entre o  $M_R$  a 2 kgf/cm<sup>2</sup> de tensão-desvio e umidade igual ou superior à ótima, e o CBR. A



intenção dos pesquisadores em trabalhar com altos valores de tensão-desvio foi a de induzir altas tensões cisalhantes, como ocorre na penetração do pistão do CBR, objetivando tornar a relação mais verossímil. O coeficiente de determinação encontrado foi igual a 0,82.

$$M_{R(2 \text{ kgf/cm}^2)} = 326 + 67. \text{ CBR, em kgf/cm}^2 \quad (31)$$

De acordo com CARMO (1998), BROWN et al. (1990) estabeleceram uma relação entre o módulo resiliente, para uma tensão desvio abaixo de 50 kPa, e o CBR, para solos compactados com teor de umidade maior do que o limite de plasticidade:

$$M_R = 10 . \text{ CBR , em Mpa} \quad (32)$$

No entanto, a equação anterior não levava em consideração o tipo de solo. Dessa forma, os autores propuseram uma relação melhorada, como se apresenta a seguir:

$$M_R = 17,6 . \text{ CBR}^{0,64} , \text{ em Mpa} \quad (33)$$

FERREIRA (2002), analisando a expressão anterior, alerta para o fato de ensaios realizados em umidades iguais ou superiores à ótima tornam a correlação pouco representativa da realidade de campo de regiões de clima tropical, onde as umidades de equilíbrio situam-se normalmente abaixo da umidade ótima.

MEDINA e PREUSSLER (1980) procuraram, ainda, definir valores para os parâmetros  $k_1$ ,  $k_2$ ,  $k_3$  e  $k_4$  definidores do modelo bilinear com base no índice CBR.

CARDOSO (1987) cita as equações (34), propostas por BARKER (1982) para a estimativa do módulo resiliente do subleito considerando a não-linearidade dos materiais, e (35), desenvolvida por LOFTI (1984) para solos coesivos.

$$\log M_R = 4,5682 - \frac{1,9661}{8,55.CBR} . (6,5 + \sigma_d) \quad (34)$$

$$\log M_R = 1,00164 + 0,043.CBR - 1,95573 . \frac{\log \sigma_d}{CBR} - 0,17056 . \log \sigma_d \quad (35)$$

A partir de amostras de pedregulho de camadas granulares e de solos de subleito, materiais estes de comportamento laterítico, CARDOSO (1987) desenvolveu sua estimativa para o módulo resiliente. O coeficiente de determinação ( $R^2$ ) encontrado foi de 0,92.

$$M_R = \frac{179,0412(CBR)^{1,08774} (\theta)^{1,43833}}{\sigma_1^{1,18598}} , \text{ em psi} \quad (36)$$

Para o autor, o modelo proposto por LOFTI (1984) superestima o valor do módulo resiliente para qualquer valor de CBR, enquanto o modelo de BARKER (1982) fornece baixos valores de  $M_R$  para CBR abaixo de 40%, aproximadamente.

RADA e WITCZAK (1981), citados por BENEVIDES (2000), a partir de uma pesquisa em dez trabalhos com 170 ensaios, acrescidos de mais 101 realizados na Universidade de Maryland, para a determinação do módulo resiliente dos materiais granulares, analisados segundo o modelo  $M_R = k_1 \theta^{k_2}$ , propuseram a seguinte correlação entre o módulo resiliente ( $M_R$  em psi) e o índice CBR (*California Bearing Ratio* - Índice de Suporte Califórnia):

$$M_R = (490 \log \theta - 243) \text{ CBR} \quad (37)$$

Cabe lembrar que a penetração CBR submete a amostra a deformações plásticas elevadas, ao passo que o  $M_R$  é determinado a pequenas deformações após grande número de ciclos de carregamentos e descarregamentos. Ainda que seja largamente utilizado para caracterizar os solos de subleito, o CBR trata-se de uma medida de resistência a deformação plástica, e não é necessariamente esperado que se correlacione com uma medida de rigidez ou módulo, como o  $M_R$ . RADA e WITCZAK (1981), citados por DRUMM e PIERCE (1990), limitaram a utilidade das relações baseadas no CBR, pois estas não admitiram a dependência das tensões no  $M_R$ .

Segundo DRUMM e PIERCE (1990), relações empíricas baseadas em fatores regionais (RESEARCH, 1982 e AASHTO, 1986) e no grau de saturação (ROBNETT e THOMPSON 1976,1979) também têm sido propostas.

PARREIRA et al. (1998), também afirmaram que a maioria das correlações do módulo resiliente com parâmetros mais facilmente determináveis, sendo o CBR o mais utilizado, são altamente restritivas quanto à natureza e o estado do solo, não incluindo, na sua maioria, o nível de tensão. Tentativas neste sentido, envolvendo o módulo tangente inicial fornecido por ensaios de compressão simples e o estado de tensão poderiam ser mais promissoras. Determinados os módulos tangentes iniciais, segundo a metodologia proposta por DUNCAN e CHANG (1970), para um conjunto de solos ensaiados nas respectivas energias de compactação, procurou-se estabelecer correlações entre estes valores e os módulos resilientes correspondentes, considerando-se ainda as variações dos níveis de tensão. Após uma análise estatística, a equação (38), com um coeficiente de determinação  $R^2$  igual a 0,67, foi a que melhor representou a relação entre o módulo resiliente, o módulo tangente inicial e o estado de tensão para todo o conjunto de solo:

$$M_R = 4,5231 \cdot E_0^{0,3158} \cdot \sigma_d^{-0,3436} \cdot \theta^{0,4393} \quad (38)$$

onde  $M_R$  é o módulo resiliente (MPa),  $E_0$  o módulo tangente inicial (kPa),  $\sigma_d$  a tensão desvio (kPa) e  $\theta$  o primeiro invariante das tensões (kPa).

Restringindo a análise para somente solos arenosos, a equação (39) tem seu coeficiente de determinação  $R^2$  melhorado sensivelmente, igualando-se a 0,82.

$$M_R = 0,8481 \cdot E_0^{0,4559} + 1,1472 \cdot \theta^{0,8630} \quad (39)$$

onde  $M_R$  é o módulo resiliente (MPa),  $E_0$  o módulo tangente inicial (kPa) e  $\theta$  o primeiro invariante das tensões (kPa). Esse fato evidencia a não existência de uma correlação única que contemple solos arenosos e argilosos globalmente.

TRINDADE et al. (2003) analisando um solo argiloso e outro arenoso, no estado natural e estabilizados com cimento, determinaram correlações para a obtenção do valor de  $M_R$  em função do módulo tangente inicial, obtido através do modelo hiperbólico proposto por DUNCAN e CHANG (1970). A equação (40) foi a que melhor se ajustou para o solo argiloso, com coeficiente de determinação igual a 0,96, enquanto que para solos arenosos, representados pelo modelo da equação (41), o  $R^2$  foi igual a 0,93.

$$M_R = \frac{1112,67.(E_0)^{1,0109}}{\theta^{0,9779}} \quad (40)$$

$$M_R = \frac{0,17.(\theta)^{0,9110}.(E_0)^{1,0754}}{(\sigma_d)^{0,4044}} \quad (41)$$

onde  $M_R$  é o módulo resiliente (MPa),  $E_0$  o módulo tangente inicial (MPa),  $\sigma_d$  a tensão desvio (kPa) e  $\theta$  o primeiro invariante das tensões (kPa).

No modelo bilinear pode-se definir um ponto de inflexão no gráfico  $M_R$  versus  $\sigma_d$  correspondente a uma tensão causadora de uma significativa mudança na curvatura. Este ponto define o módulo resiliente na inflexão (“breakpoint”), denominado por DRUMM e PIERCE (1990) como  $E_{ri}$ , correspondente ao módulo resiliente para uma tensão desvio de 6 psi ou, aproximadamente, 41 kPa. Esses autores correlacionaram este valor às propriedades do solo e ao módulo tangente inicial obtido a partir de ensaios de compressão não confinada. O resultado forneceu um modelo para  $E_{ri}$  com um coeficiente de determinação igual a 0,83, que pode ser escrito sob a seguinte forma:

$$E_{ri} = E_{ri} \left( \frac{1}{a}, q_u, IP, S\%, \% n^{\circ}200 \right)$$

$$E_{ri} = 45,8 + 0,00052 \left( \frac{1}{a} \right) + 0,188.q_u + 0,45.IP - 0,216.\gamma$$

$$- 0,25.S\% - 0,15(\% n^{\circ}200) \quad (42)$$

onde:

$E_{ri}$  é o módulo de inflexão ou o módulo resiliente, em ksi, correspondente a  $\sigma_d = 6$  psi;

$1/a$  o módulo tangente inicial (modelo hiperbólico), em psi, obtido a partir dos ensaios de compressão não confinada;

$q_u$  a resistência à compressão não confinada, em psi;

IP o índice de plasticidade;

$\gamma$  o peso específico, em pcf;

S% o grau de saturação e

% n° 200 é a fração do material que passa na peneira 200.

Outra representação desenvolvida por DRUMM e PIERCE (1990) foi um modelo geral não-linear para os solos finos como função da tensão desvio. A resposta do módulo resiliente ( $E_r$ ) versus a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) é assumida como sendo hiperbólica:

$$E_r = \frac{a'+b' \cdot \sigma_d}{\sigma_d} \quad \text{para } \sigma_d > 0 \quad (43)$$

Na obtenção do modelo geral para  $E_r$  os parâmetros  $a'$  e  $b'$  foram tomados como variáveis dependentes e investigadas estatisticamente. Assim, foram encontradas as seguintes equações:

$$a' = 318,2 + 0,337 \cdot q_u + 0,73 \cdot (\% \text{ argila}) + 2,26 \cdot IP - 0,915 \cdot \gamma - 2,19 \cdot S\% - 0,304 \cdot (\% \text{ n}^\circ 200) \quad (44)$$

com coeficiente de determinação igual a 0,81.

$$b' = 2,10 + 0,00039 \cdot \left(\frac{1}{a}\right) + 0,104 \cdot q_u + 0,09 \cdot LL - 0,10 \cdot (\% \text{ n}^\circ 200) \quad (45)$$

com coeficiente de determinação igual a 0,73. Dessa maneira, pode-se estimar o módulo resiliente pela resposta à compressão não confinada, através da distribuição granulométrica e das propriedades do solo.

NAZARIAN e FELIBERTI (1993) compararam os valores dos módulos resilientes obtidos em amostras de areia provenientes de El Paso, Texas, utilizando procedimentos com modos diferentes de aplicação das tensões desvio e confinante. No modelo ilustrado pela equação (46), o estado de tensão, representado pelo primeiro invariante de tensão, e a amplitude de deformação foram incluídos na determinação de  $M_R$ .

$$M_R = 10^{k_1} \theta^{k_2} \epsilon^{k_3} \quad (46)$$

LEE et al. (1997) realizaram ensaios para a determinação do módulo resiliente de cinco solos coesivos provenientes de subleitos de pavimentos em serviço. A tensão  $S_{u1,0\%}$  correspondente a 1% de deformação para o ensaio de compressão não confinada, foi considerada um bom indicador para a estimativa do módulo resiliente. A equação (47) foi obtida com coeficiente de determinação  $R^2$  igual a 0,85.

$$M_R = 1560 + 833,8 \cdot S_{u1,0\%} - 6,97 \cdot S_{u1,0\%}^2 \quad (47)$$

onde  $M_R$  é o módulo resiliente, em psi, e  $S_{u1,0\%}$  a tensão, em psi, que causa 1% de deformação no ensaio de compressão não confinada.

Segundo FERREIRA (2002), VISSER et al. (1981) obtiveram as seguintes correlações entre  $M_R$  e os limites de Atterberg em amostras coletadas e ensaiadas na Pesquisa de Inter-Relacionamento de Custos Rodoviários:

- Solos argilosos

$$\log M_R = 2932 + 0,0348(LL) + 0,293 \cdot \log(\sigma_d) - 0,0683(LP) \quad (48)$$

- Solos arenosos

$$\log M_R = 3848 + 0,0243(LL) + 0,101 \cdot \log(\sigma_d) \quad (49)$$

$$- 0,0683(LP) - 0,0198(LP) \cdot \log(\sigma_d)$$

ZAMAN et al.(1994), analisando o comportamento de seis agregados mais comumente utilizados como base e sub-base no estado de Oklahoma, EUA, estabeleceram um modelo (equação 50) para estimativa do módulo resiliente dos materiais granulares, levando em conta o CBR e o primeiro invariante de tensão ( $\theta = 14, 20, 30$  e  $100$  psi).

$$M_R = B \cdot CBR \quad (50)$$

onde B é uma variável dada pela Tabela 5.

**Tabela 5** – Variável B para diferentes tipos de agregado e primeiro invariante de tensões (ZAMAN et al., 1994).

Material (Município)	CBR	$\theta = 100$ psi	$\theta = 30$ psi	$\theta = 20$ psi	$\theta = 14$ psi
Calcário (Comanche)	67	423	243	174	165
Calcário (Cherokee)	132	181	106	96	88
Calcário (Creeck)	116	226	156	112	97
Arenito ( Choctaw)	284	78	38	26	25
Granito (Jonhston)	226	101	50	42	38
Riolito (Murray)	150	164	91	72	65

Esses autores ainda correlacionaram satisfatoriamente a coesão e o ângulo de atrito com o  $M_R$  e o resultado foi melhor do que as correlações realizadas com o CBR.

Uma possível explicação para este fato é devido à maior similaridade entre as características de deformação do ensaio triaxial convencional com o ensaio para determinação do módulo resiliente do que entre o  $M_R$  e o ensaio CBR. O modelo formulado foi o a seguir ( $M_R$  em psi):

$$M_R = A_0 + A_1.C + A_2.\sigma_1.tg\phi + A_3.\theta \quad (51)$$

onde  $A_0$ ,  $A_1$ ,  $A_2$  e  $A_3$  são constantes obtidas através de regressões. No caso analisado,  $A_0 = 2860,94$  ;  $A_1 = 275$  ;  $A_2 = 128$  ;  $A_3 = 118$ .

A respeito das estimativas apresentadas anteriormente, pode-se dizer que muitas delas foram elaboradas para situações bem específicas (certas tensões, umidades, pesos específicos e tipos de solos) não podendo ser generalizadas ou mesmo utilizadas em outras regiões. A maior parte não forneceu coeficientes de determinação significativos, sendo contestável a validade de suas aplicações na obtenção de  $M_R$ . Os trabalhos de CARDOSO (1987) e TRINDADE et al. (2003), embora utilizando parâmetros diferentes, foram os que apresentaram um valor de  $R^2$  significativo, sempre maior que 0,90. Ambos, entretanto, incluíram nestas relações o estado de tensão ( $\theta$  ou  $\sigma_d$ ). É neste sentido que se procurou desenvolver as correlações entre o módulo resiliente e outros parâmetros de resistência e deformabilidade neste trabalho.

### **3 MATERIAIS E MÉTODOS**

---

Este trabalho foi realizado no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa. A pesquisa foi conduzida no sentido de se obter correlações entre o módulo resiliente, o CBR e a resistência à compressão não confinada em solos compactados dinamicamente com diferentes energias.

#### **3.1 MATERIAIS**

Trabalhou-se com três solos de características distintas da Zona da Mata Norte de Minas Gerais, como se segue. De acordo com AZEVEDO (1998):

- Latossolo Vermelho-Amarelo (LVA) – Solo do horizonte B latossólico, de grande ocorrência na área de interesse, sendo parte do subleito de rodovias e outras obras de engenharia civil da região. Localiza-se nos topos de elevações com relevo plano. Apresenta um expressivo horizonte B profundo, poroso e bem drenado. Tem estrutura granular muito pequena com grau de desenvolvimento moderado e textura argilo-areno-siltosa. Quando trabalhado em laboratório, este solo mostra-se muito pegajoso e com consistência bem plástica. A amostra foi coletada no Alto do Cantagalo, num talude adjacente à BR-120 que liga Viçosa a Ponte Nova, a 25 km da primeira e a 200 m do Hotel Cantagalo. Este ponto, praticamente localizado no município de Ponte Nova, apresenta coordenadas geográficas de posição 20° 33' 57'' de latitude Sul e 42° 52' 13,8'' de longitude Oeste de Greenwich. Nesta pesquisa será denominado de solo LU. A Figura 7 apresenta o local de coleta da amostra:



**Figura 7** – Talude de corte do solo LU

- Podzólico Vermelho-Amarelo com Horizonte B Bruno Micáceo (PVB) – Ocupa a posição mais baixa do relevo, em ambiente conservador. Apresenta, como característica marcante no campo, o brilho, devido à aparência micácia, e cor amarelada. Tem estrutura bem configurada e individualizada com blocos não facilmente destacáveis ao serem manuseados, exibe horizonte B textural e granulometria silto-argilo-arenosa. O ponto de coleta, localizado em uma estrada de terra, situa-se na região rural chamada Palmital, sentido Viçosa- Paula Cândido, com coordenadas geográficas 20° 48' 51,7'' de latitude Sul e 42° 51' 24,6'' de longitude Oeste de Greenwich. A Figura 8 mostra o local de coleta da amostra:



**Figura 8** – Talude de corte do solo PVB

- Saprólítico de Gnaiss (SP) – Material do manto saprolítico, horizonte C, resultado de um perfil de intemperismo de solos desenvolvidos do gnaiss do Pré-Cambriano, com camadas de espessura às vezes superiores a 20 m. Apresenta matizes distintos em seu perfil com presença de mica e tom róseo mais avermelhado, devido à presença de hematita, na sua parte superior e coloração mais acinzentada, com pouca presença de óxidos de ferro, prevalecendo caulinita e mica na parte inferior. A textura é areno-silto-argilosa com maior quantidade de areia fina na porção inferior. A amostra foi coletada na rodovia que liga Viçosa ao município de Paula Cândido, em frente à entrada do bairro Romão dos Reis, local este de coordenadas geográficas de



posição 20° 46' 48,2'' de latitude Sul e 42° 52' 52'' de longitude Oeste de Greenwich. A Figura 9 apresenta o local de coleta do solo SP.



**Figura 9** – Talude de corte do solo SP

As amostras deformadas foram coletadas nos pontos previamente definidos nos locais de amostragem. Após a coleta foram transportadas para o LEC-UFV onde foram estocadas em latões de 200 l .

### **3.2 METODOLOGIA**

As amostras dos solos coletados foram destorroadas, passadas na peneira de 4,8 mm e, posteriormente, homogeneizadas. Em seguida, foram armazenadas em sacos plásticos a fim de serem submetidas aos ensaios que a seguir serão apresentados.

#### **3.2.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO**

Os ensaios de caracterização foram realizados segundo os procedimentos normativos do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER), hoje denominado DNIT (Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes), mostrados a seguir:

- Análise granulométrica de solos (DNER, 1994b)
- Determinação do limite de liquidez (DNER, 1994e)
- Determinação do limite de plasticidade (DNER, 1994c)
- Determinação da densidade real (DNER, 1994d)

#### **3.2.2 ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO E CBR**

Os ensaios de compactação e CBR foram conduzidos segundo as Normas DNER – ME 129/94 (DNER, 1994f) e DNER – ME 049/94 (DNER, 1994a), respectivamente. No ensaio de compactação foram determinados o peso específico

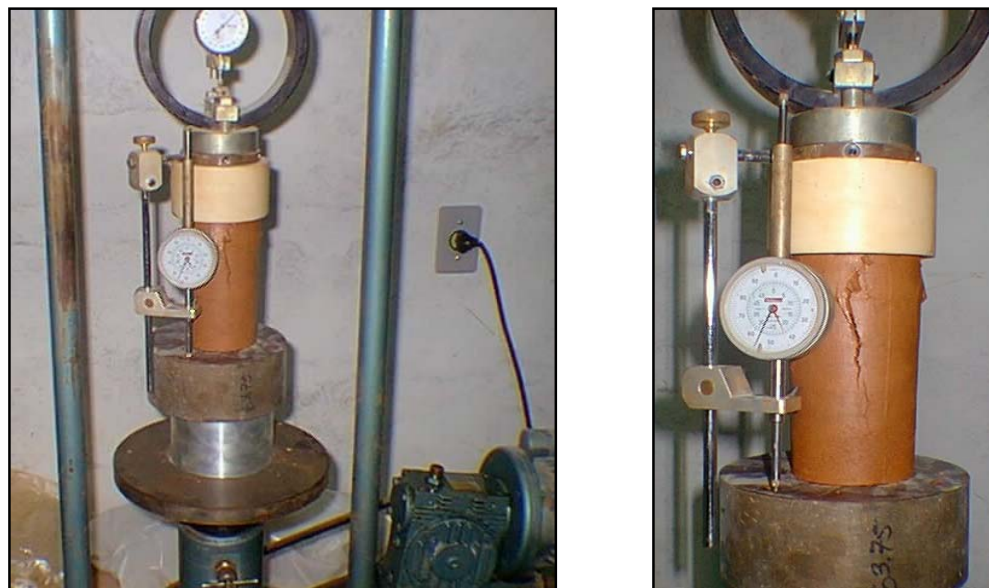
seco máximo e o teor de umidade ótimo, em diferentes energias de compactação – normal, intermediária e modificada, para os três solos analisados. A partir do ensaio CBR foram determinados a expansão de cada solo e o Índice de Suporte Califórnia (CBR).

A compactação dos corpos-de-prova, em 5 camadas, foi executada num cilindro de aproximadamente 152 mm de diâmetro e 179 mm de altura, com um soquete de 4,570 kg. Foram aplicados em cada camada 12 golpes na energia normal, 26 golpes na energia intermediária e 55 golpes na energia modificada. A penetração do pistão, à velocidade de 1,27 mm/min, foi realizada após imersão da amostra em água durante 4 dias.

### 3.2.3 ENSAIOS DE COMPRESSÃO NÃO CONFINADA

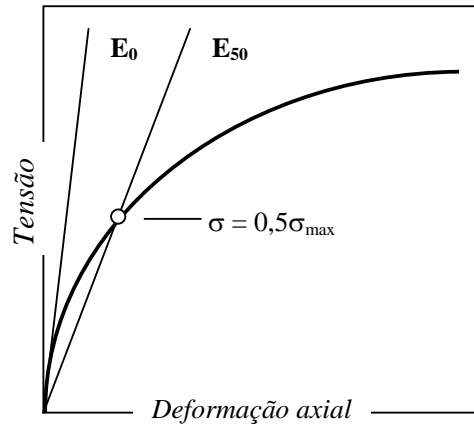
Os ensaios de compressão não confinada (DNER, 1994h) foram realizados a partir de corpos-de-prova moldados nas energias de compactação correspondentes ao Proctor Normal, Intermediário e Modificado e nos seguintes teores de umidade:  $W_{ot-2\%}$ ,  $W_{ot}$ ,  $W_{ot+2\%}$ , definidos a partir da curva de compactação. Procurou-se trabalhar dentro de uma faixa de  $\pm 0,3\%$  de variação do teor de umidade estabelecido.

Os corpos-de-prova foram moldados dinamicamente em 5 camadas, com dimensões de aproximadamente 73 x 152,5 mm e apresentando um grau de compactação de 100% ( $\pm 0,5\%$ ). Depois de moldados, os corpos-de-prova foram envolvidos em embalagem plástica e levados à câmara úmida onde permaneceram até o início dos ensaios para a determinação da resistência não confinada. Estes foram realizados a uma velocidade de carregamento de 1,27 mm/min, com um mínimo de três determinações. PITANGA (2002), analisando a influência da velocidade de ensaio na resistência ao cisalhamento de solos estruturados da Zona da Mata Norte de Minas Gerais, constatou que, para fins práticos, ela não afeta, de forma significativa, os resultados. A Figura 10 mostra a ruptura de um corpo-de-prova à compressão não confinada:



**Figura 10** – Ensaio de compressão não confinada

Além da resistência à compressão não confinada, outro parâmetro que pôde ser obtido do resultado deste ensaio e utilizado nas relações com o módulo de resiliência é o módulo de elasticidade. Devido às dificuldades e incertezas de se determinar com exatidão o módulo tangente inicial ( $E_0$ ), preferiu-se nesta pesquisa trabalhar com o  $E_{50}$ , que expressa o módulo correspondente a um acréscimo de tensão igual a 50% do acréscimo que provocaria a ruptura. Na Figura 11 é ilustrado como são definidos os módulos de elasticidade referidos.



**Figura 11** – Curva típica de carregamento axial e definição dos módulos de elasticidade

### 3.2.4 ENSAIOS DE MÓDULO RESILIENTE

Os ensaios para a determinação do módulo resiliente (DNER, 1994g) foram realizados a partir de corpos-de-prova moldados nas mesmas condições daqueles utilizados nos ensaios de compressão não confinada (mesmas dimensões, compactação dinâmica em 5 camadas; energias de compactação normal, intermediária e modificada; teores de umidade:  $W_{ot} - 2\%$ ,  $W_{ot}$ ,  $W_{ot} + 2\%$ ). Procurou-se, da mesma forma, trabalhar dentro de uma faixa de  $\pm 0,3\%$  de variação do teor de umidade e atender ao grau de compactação de 100% ( $\pm 0,5\%$ ). Depois de moldados, os corpos-de-prova foram envolvidos em embalagem plástica e levados à câmara úmida onde permaneceram por um período de aproximadamente 24 horas, até serem ensaiados.

Neste trabalho, o módulo resiliente foi determinado para as seguintes condições, seguindo a indicação da norma DNER – ME 131/94 (solos siltosos ou argilosos): repetição do carregamento de 200 vezes, frequência de 20 solicitações por minuto, duração do carregamento de 0,10 segundo e intervalo entre cargas de 2,9 segundos. Os solos LU e PVB são classificados como solos finos, de acordo com a USC e TRB. Entretanto, o solo SP é considerado de granulação fina pela TRB (mais de 35 % de material passando na peneira nº 200) e de granulação grossa (mais de 50 % de material retido na peneira nº 200) de acordo com a Classificação Unificada (USC). Como para fins de classificação quanto à resiliência, os solos finos são aqueles que apresentam mais de 35% em peso de material passando na peneira nº 200, o solo SP foi ensaiado pela metodologia recomendada para solos siltosos ou argilosos.

Para os solos siltosos ou argilosos, a técnica do ensaio consiste em:

a) fase de condicionamento

- aplicar uma tensão confinante ( $\sigma_3$ ) de 21 kPa;

- aplicar 200 vezes a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) de 70 kPa, com uma frequência de 20 ciclos por minuto, duração de 0,10 segundo.

b) registro das deformações

- manter a tensão confinante ( $\sigma_3$ ) de 21 kPa;

- aplicar 200 vezes a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) de 21 kPa, com uma frequência de 20 ciclos por minuto, duração de 0,10 segundo e registrar a deformação resiliente após as 200 aplicações do carregamento vertical;

- repetir o procedimento anterior para as tensões desvio de 35 kPa, 52,5 kPa, 70 kPa, 105 kPa, 140 kPa e 210 kPa.

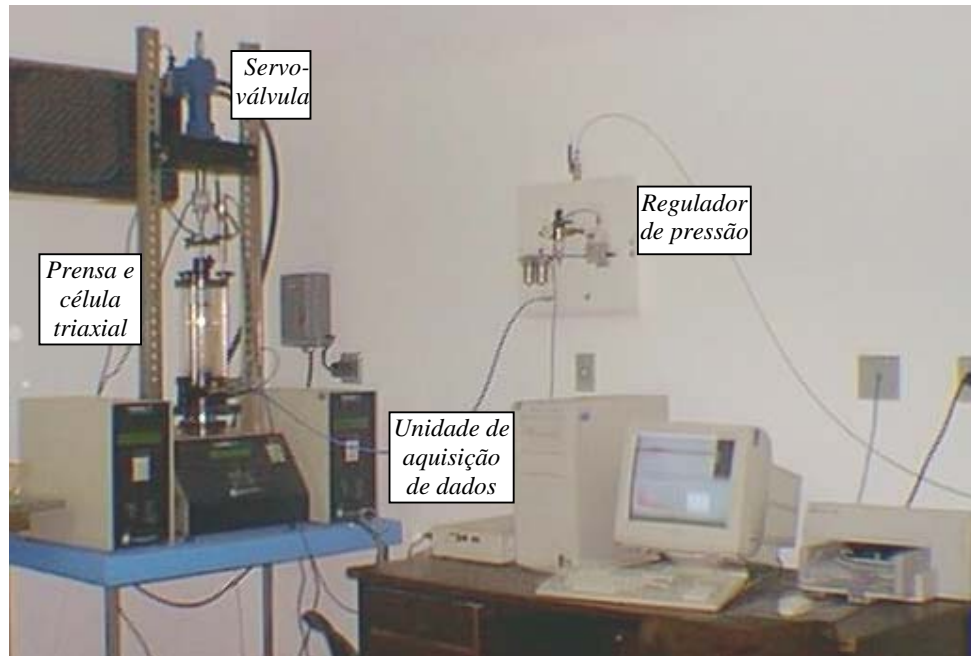
O Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa possui um equipamento moderno para a realização de ensaios triaxiais de carga repetida, totalmente automatizado e controlado por computador. O equipamento, fabricado pela GEOCOMP, dos Estados Unidos da América, é constituído por uma prensa para aplicação da carga, um compressor hidráulico, uma servo-válvula com cilindro hidráulico, uma unidade externa de aquisição de dados e um computador. Os componentes hidráulicos consistem de um cilindro associado a uma servo-válvula e de um atuador hidráulico controlado pelo compressor hidráulico, que promove a aplicação da carga cíclica. Este sistema é responsável pela aplicação da tensão desvio, da duração do carregamento e do número de ciclos. Estes parâmetros podem ser mudados através do “software” do equipamento, a fim de fornecer uma flexibilidade nas condições de ensaio.

A medida da deformação axial é feita por um transdutor de deslocamento do tipo LVDT (“Linear Variable Differential Transformer”) montado externamente na barra do pistão que aplica a tensão desvio no corpo-de-prova.

A aplicação da tensão confinante sobre a amostra é realizada por um regulador de pressão eletro-pneumático que ajusta a tensão na célula, monitorando-a continuamente e mantendo-a no valor definido durante todo o ensaio.

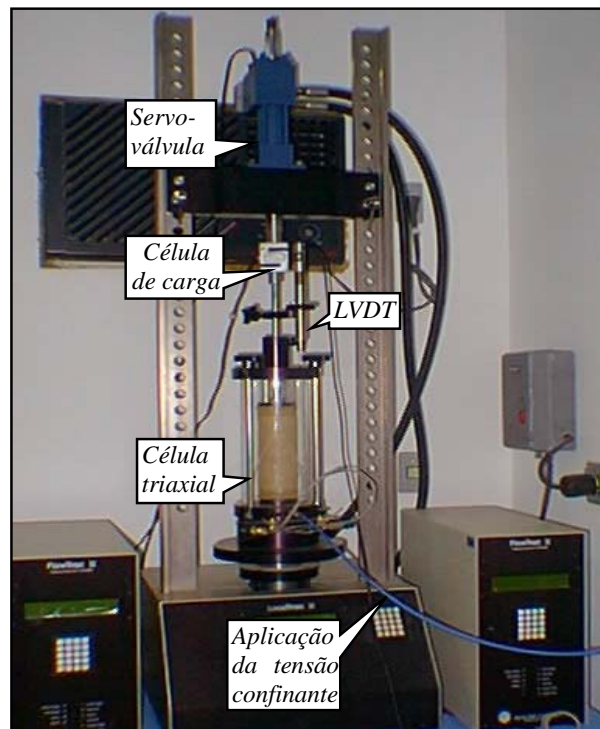
Todo o equipamento é controlado por um computador que coleta os dados dos sensores e transmite os controles para a servo-válvula. No final do ensaio, é fornecida uma análise completa dos dados. Cada ciclo de carregamento é registrado e salvo em um arquivo de dados, que permite um exame subsequente de qualquer ensaio suspeito ou questionável.

A Figura 12 mostra o equipamento descrito anteriormente, com seus componentes, à exceção do compressor hidráulico.



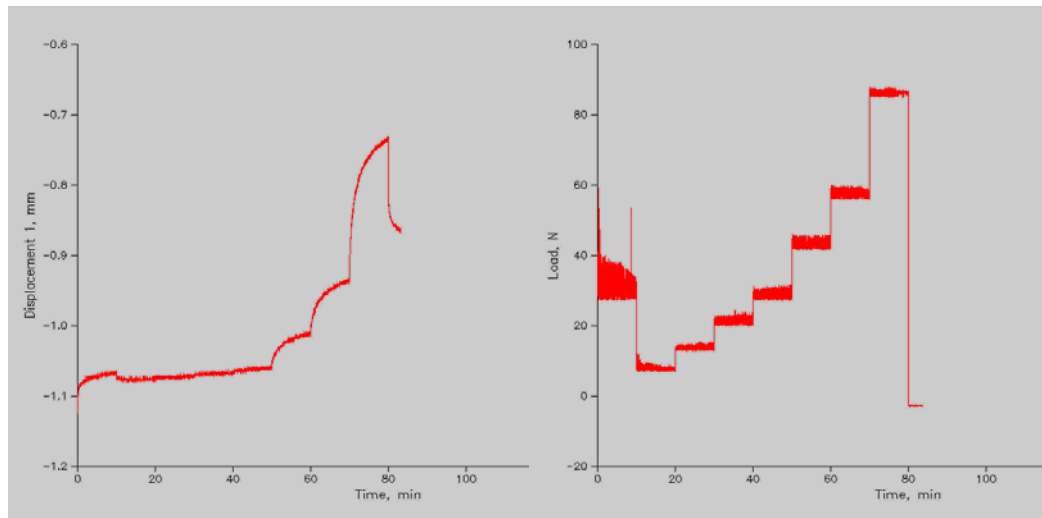
**Figura 12** – Equipamento para a realização dos ensaios triaxiais cíclicos

A Figura 13 indica a posição do LVDT na célula triaxial, a servo-válvula e a célula de carga.



**Figura 13** – Célula triaxial, servo-válvula, anel de carga e LVDT

A seguir, são apresentados os gráficos deslocamento *versus* tempo e carga *versus* tempo fornecidos pelo sistema de aquisição de dados para um determinado ensaio. Na Figura 14 pode-se perceber nitidamente a mudança dos estágios de carregamento durante o ensaio, conforme DNER (1994g).



**Figura 14** – Gráficos deslocamento *versus* tempo e carga *versus* tempo do ensaio triaxial dinâmico

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

---

São apresentados neste capítulo os resultados dos ensaios realizados, bem como os aspectos inerentes ao desenvolvimento e estimativa de modelos para determinação do módulo resiliente, tendo como critério de adequação dos modelos e das correlações desenvolvidas, o coeficiente de determinação ( $R^2$ ). Finalmente, como parte do objetivo do trabalho, foi analisada a influência da energia de compactação nos ensaios realizados e em suas relações.

### 4.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

A Tabela 6 apresenta a caracterização dos solos apresentados anteriormente, englobando os limites de Atterberg, peso específico dos sólidos, índice de vazios de amostras indeformadas e composição granulométrica, segundo a escala granulométrica do DNER. É apresentada também a classificação dos solos segundo os sistemas USC, HRB e MCT, realizada por AZEVEDO (1999).

**Tabela 6** – Caracterização e classificação dos solos

SOLO	ARGILA (%)	SILTE (%)	AREIA (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	e	PESO ESPECÍFICO DOS SÓLIDOS (kN/m <sup>3</sup> )	CLASSIFICAÇÃO		
									USC	HRB	MCT
<i>LU</i>	66	12	22	57	37	20	1,506	27,01	CH	A-7-5(13)	LG'
<i>PVB</i>	48	29	23	71	43	28	1,728	27,21	MH	A-7-5(19)	NG'
<i>SP</i>	16	27	57	31	19	12	0,941	26,29	SC-SM	A-6(2)	NS'

## 4.2 ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO E CBR

A Tabela 7 ilustra os parâmetros de compactação (teor ótimo de umidade e peso específico aparente seco máximo -  $\gamma_{dm\max}$ ), expansão<sub>CBR</sub> (%) e Índice de Suporte Califórnia (CBR) dos três solos em estudo, obtidos a partir de corpos-de-prova moldados segundo as energias correspondentes ao Proctor Normal, Intermediário e Modificado. As curvas de compactação e CBR encontram-se nas Figuras do Anexo B.

**Tabela 7 - Resultados dos ensaios de compactação e CBR**

ENSAIOS	SOLOS								
	Energia normal			Energia intermediária			Energia modificada		
	LU	PVB	SP	LU	PVB	SP	LU	PVB	SP
$\gamma_{dm\max}$ (kN/m <sup>3</sup> )	13,88	13,53	15,57	14,47	14,48	16,86	15,29	15,47	17,65
$W_{ot}$ (%)	30,73	31,20	20,23	29,02	27,63	15,97	26,53	24,94	14,46
CBR (%)	8	8	8	12	14	14	14	21	18
Expansão <sub>CBR</sub> (%)	0,18	1,34	1,24	0,91	1,62	1,92	0,15	1,34	1,92

Para todos os três solos houve um aumento do peso específico e diminuição do teor de umidade ótimo à medida que se aumentou o esforço de compactação. Os valores de CBR também sofreram aumento devido ao aumento da energia de compactação, com destaque para o melhor desempenho do solo PVB. Quanto à expansão medida no ensaio CBR, nota-se um aumento quando se passa da energia normal para a intermediária. Entretanto, na energia modificada os valores não variam muito, em relação à energia normal, para os solos LU e PVB, mas para o solo SP há um significativo aumento, já observado na energia intermediária, antecipando-se um comportamento bastante resiliente para este material.

## 4.3 ENSAIOS DE COMPRESSÃO NÃO CONFINADA

A seguir, encontram-se os resultados dos ensaios de compressão não confinada para os três solos analisados sob as três energias de compactação. Além da tensão de ruptura ( $\sigma_r$ ), são apresentados a umidade (W%), o CBR (CBR%) correspondente, o grau de compactação do corpo-de-prova (GC%) e o módulo de elasticidade a 50% da tensão de ruptura ( $E_{50}$ ) para cada ensaio realizado.

Para cada conjunto de dados ensaiados sob as mesmas condições de umidade e energia de compactação, cerca de três corpos-de-prova estiveram dentro da faixa de variação de  $\pm 0,3\%$  no teor de umidade e  $\pm 0,5\%$  no grau de compactação. Estes foram denominados de “Dados selecionados” e encontram-se destacados nas Tabelas 8 a 16. Seus valores médios (Média\*) foram comparados às médias de todos os ensaios dentro do conjunto. Percebe-se que não houve, em grande parte dos casos, diferença significativa entre as duas médias. Dessa maneira, irão se utilizar, preferencialmente,

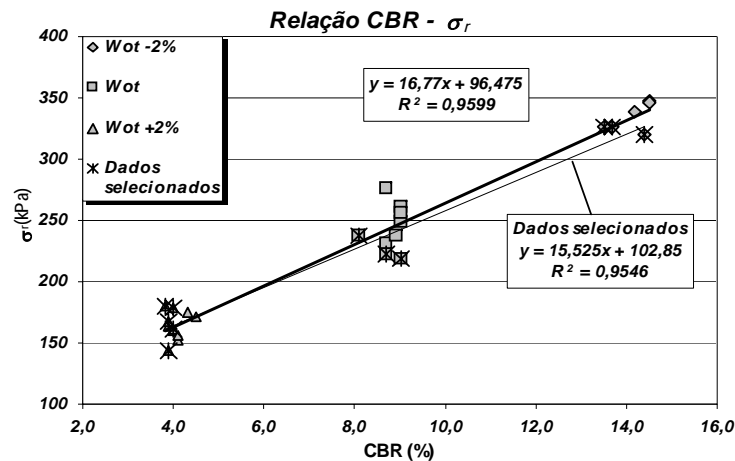


nas relações aqui apresentadas, os resultados referentes à média do conjunto total de ensaios realizados, estejam eles dentro ou não dos limites de umidade ou grau de compactação pré-determinados .

Na seqüência de cada tabela é apresentado um gráfico relacionando a tensão de ruptura ( $\sigma_r$ ) no ensaio de compressão-simples com o valor do CBR. Na maioria dos casos foi possível obter uma boa correlação entre os dois parâmetros, representada tanto em termos dos “Dados totais” quanto dos “Dados selecionados”. Para os solos PVB e SP, compactados na energia intermediária, não foi possível estabelecer uma linha de tendência satisfatória para os dados.

**Tabela 8 - Resultados dos ensaios de compressão não confinada para o solo LU na energia normal de compactação**

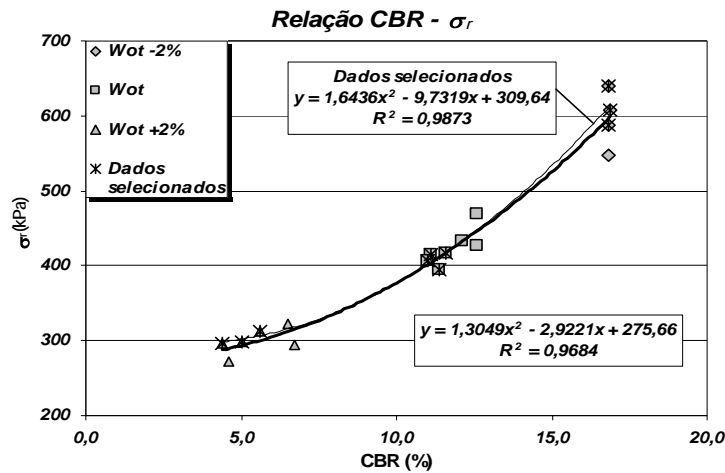
<b>SOLO LU - ENERGIA NORMAL</b>																	
<b><math>W_{ot -2\%}</math></b>						<b><math>W_{ot}</math></b>						<b><math>W_{ot +2\%}</math></b>					
$W_{desejada}$ 28,73 %						$W_{desejada}$ 30,73 %						$W_{desejada}$ 32,73 %					
CP	W (%)	CBR (%)	G.C. (%)	$E_{50\%}$ (MPa)	$\sigma_r$ (kPa)	CP	W (%)	CBR (%)	G.C. (%)	$E_{50\%}$ (MPa)	$\sigma_r$ (kPa)	CP	W (%)	CBR (%)	G.C. (%)	$E_{50\%}$ (MPa)	$\sigma_r$ (kPa)
1	28,47	14	100,2	32	319	1	30,50	9	101,9	28	276	1	32,49	4	102,4	8	163
2	28,66	14	101,5	55	339	2	30,40	9	102,7	27	249	2	32,48	4	99,7	7	144
3	28,38	15	103,9	92	347	3	30,50	9	101,8	20	232	3	32,45	4	100,7	12	160
4	28,89	14	100,0	42	327	4	30,41	9	101,4	40	261	4	32,42	4	99,8	12	162
5	28,42	15	102,2	65	346	5	30,41	9	101,7	41	256	5	32,32	4	98,8	8	152
6	28,96	14	99,9	56	326	6	30,43	9	100,8	31	238	6	32,63	4	100,5	15	180
7						7	30,69	8	100,4	22	237	7	32,02	5	101,2	10	171
8						8	30,41	9	100,5	41	219	8	32,33	4	100,6	8	156
9						9	30,49	9	100,5	30	222	9	32,17	4	101,0	11	175
10						10						10	32,53	4	100,1	30	167
11						11						11	32,46	4	100,3	26	179
Média*	28,77	14	100,0	43	324	Média*	30,53	9	100,5	31	226	Média*	32,50	4	100,1	18	166
Média	28,63	14	101,3	57	334	Média	30,47	9	101,3	31	243	Média	32,39	4	100,5	13	165



**Figura 15 – Relação  $\sigma_r$  versus CBR para o solo LU na energia normal de compactação**

**Tabela 9** - Resultados dos ensaios de compressão não confinada para o solo LU na energia intermediária de compactação

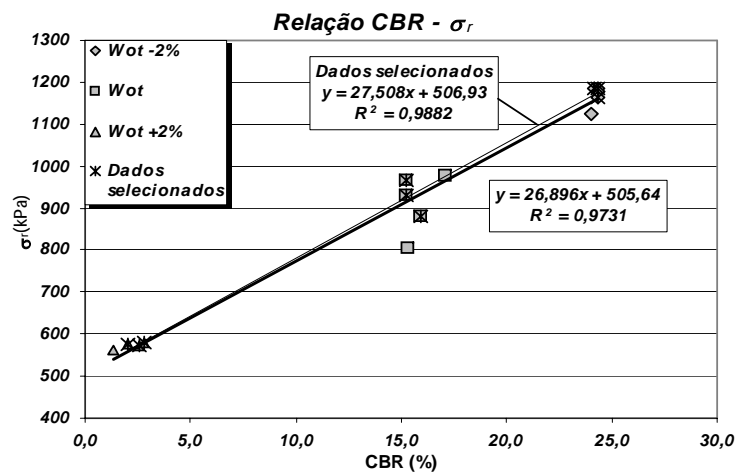
SOLO LU - ENERGIA INTERMEDIÁRIA																	
$W_{ot} -2\%$						$W_{ot}$						$W_{ot} +2\%$					
$W_{desejada} 27,02$						$W_{desejada} 29,02$						$W_{desejada} 31,02$					
%						%						%					
CP	W (%)	CBR (%)	G.C. (%)	$E_{50\%}$ (MPa)	$\sigma_r$ (kPa)	CP	W (%)	CBR (%)	G.C. (%)	$E_{50\%}$ (MPa)	$\sigma_r$ (kPa)	CP	W (%)	CBR (%)	G.C. (%)	$E_{50\%}$ (MPa)	$\sigma_r$ (kPa)
1	27,09	17	100,1	94	640	1	29,15	11	100,3	58	395	1	30,51	7	100,1	12	294
2	27,09	17	99,2	78	547	2	28,74	13	100,9	45	426	2	30,54	7	97,7	19	323
3	27,09	17	100,2	96	588	3	28,74	13	100,8	33	469	3	31,07	5	100,8	11	272
4	27,03	17	100,2	72	608	4	28,91	12	101,0	51	432	4	31,11	4	100,3	9	296
5						5	29,24	11	100,5	52	415	5	30,96	5	100,5	10	299
6						6	29,09	12	100,0	51	417	6	30,79	6	99,7	15	313
7						7	29,29	11	100,1	57	407	7					
Média* 27,07 17 100,2 87 612						Média* 29,19 11 100,2 55 408						Média* 30,96 5 100,2 11 303					
Média 27,07 17 99,9 85 596						Média 29,02 12 100,5 50 423						Média 30,83 5 99,8 12 299					



**Figura 16** – Relação  $\sigma_r$  versus CBR para o solo LU na energia intermediária de compactação

**Tabela 10 - Resultados dos ensaios de compressão não confinada para o solo LU na energia modificada de compactação**

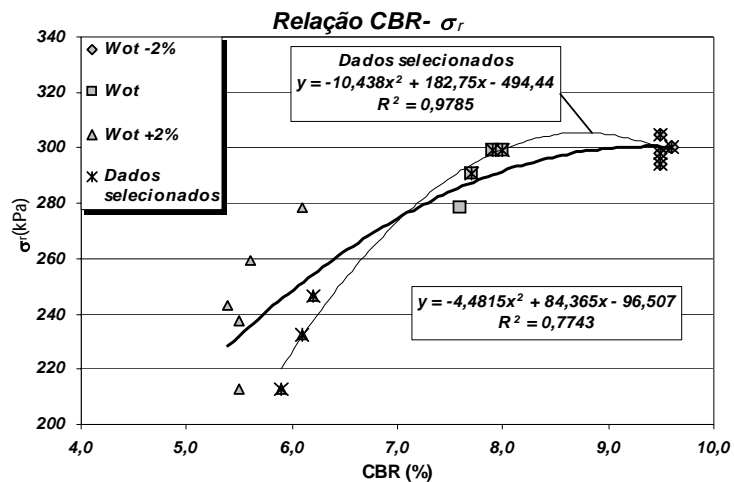
<b>SOLO LU - ENERGIA MODIFICADA</b>																	
<b><math>W_{ot} -2\%</math></b>						<b><math>W_{ot}</math></b>						<b><math>W_{ot} +2\%</math></b>					
$W_{desejada} \ 24,53 \ \%$						$W_{desejada} \ 26,53 \ \%$						$W_{desejada} \ 28,53 \ \%$					
CP	W (%)	CBR (%)	G.C. (%)	$E_{50\%}$ (MPa)	$\sigma_r$ (kPa)	CP	W (%)	CBR (%)	G.C. (%)	$E_{50\%}$ (MPa)	$\sigma_r$ (kPa)	CP	W (%)	CBR (%)	G.C. (%)	$E_{50\%}$ (MPa)	$\sigma_r$ (kPa)
1	24,49	24	100,1	122	1185	1	26,40	15	100,2	48	966	1	28,64	3	100,5	25	572
2	24,61	24	99,9	216	1186	2	26,40	15	100,2	48	932	2	28,89	1	100,8	31	560
3	24,41	24	100,9	115	1177	3	26,11	17	100,3	51	977	3	28,61	3	100,3	26	580
4	24,55	24	99,8	215	1164	4	26,38	15	99,6	58	805	4	28,76	2	100,5	27	577
5	24,74	24	99,1	204	1124	5	26,31	16	100,4	66	880	5					
Média*	24,55	24	100,0	184	1178	Média*	26,37	15	100,3	54	926	Média*	28,67	2	100,5	26	576
Média	24,56	24	100,0	174	1167	Média	26,32	16	100,2	54	912	Média	28,72	2	100,6	27	572



**Figura 17 – Relação  $\sigma_r$  versus CBR para o solo LU na energia modificada de compactação**

**Tabela 11 - Resultados dos ensaios de compressão não confinada para o solo PVB na energia normal de compactação**

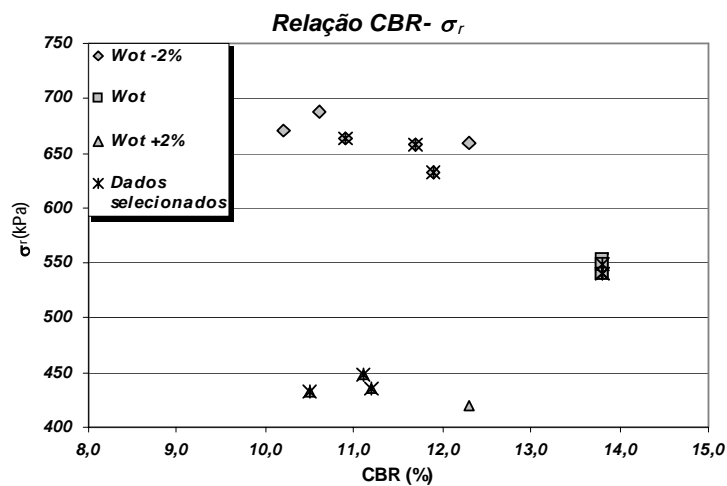
<b>SOLO PVB - ENERGIA NORMAL</b>																	
<b><math>W_{ot} -2\%</math></b>						<b><math>W_{ot}</math></b>						<b><math>W_{ot} +2\%</math></b>					
$W_{desejada}$ 29,20 %						$W_{desejada}$ 31,20 %						$W_{desejada}$ 33,20 %					
CP	W (%)	CBR (%)	G.C. (%)	$E_{50\%}$ (MPa)	$\sigma_r$ (kPa)	CP	W (%)	CBR (%)	G.C. (%)	$E_{50\%}$ (MPa)	$\sigma_r$ (kPa)	CP	W (%)	CBR (%)	G.C. (%)	$E_{50\%}$ (MPa)	$\sigma_r$ (kPa)
1	28,99	10	100,4	36	298	1	31,28	8	100,2	28	299	1	33,49	6	100,8	14	259
2	29,32	10	100,3	50	305	2	31,44	8	99,8	28	291	2	33,15	6	100,0	24	213
3	28,97	10	100,1	45	294	3	31,25	8	99,5	31	299	3	33,72	5	102,1	18	243
4	29,08	10	99,9	53	300	4	31,58	8	99,6	26	279	4	33,53	6	101,4	13	237
5						5						5	33,60	6	100,7	13	213
6						6						6	33,00	6	101,2	27	278
7						7						7	33,00	6	100,1	37	233
8						8						8	32,96	6	99,9	32	247
Média* 29,09 10 100,1 46 299						Média* 31,33 8 99,8 29 296						Média* 33,03 6 100,0 31 231					
Média 29,09 10 100,1 46 299						Média 31,39 8 99,8 28 292						Média 33,31 6 100,8 22 240					



**Figura 18 – Relação  $\sigma_r$  versus CBR para o solo PVB na energia normal de compactação**

**Tabela 12** - Resultados dos ensaios de compressão não confinada para o solo PVB na energia intermediária de compactação

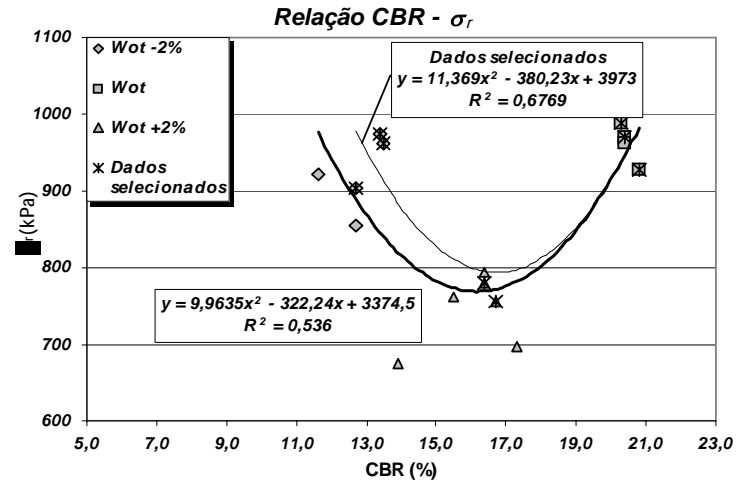
<b>SOLO PVB - ENERGIA INTERMEDIÁRIA</b>																	
<b><math>W_{ot -2\%}</math></b>						<b><math>W_{ot}</math></b>						<b><math>W_{ot +2\%}</math></b>					
$W_{desejada}$ 25,63 %						$W_{desejada}$ 27,63 %						$W_{desejada}$ 29,63 %					
<b>CP</b>	<b>W (%)</b>	<b>CBR (%)</b>	<b>G.C. (%)</b>	<b><math>E_{50\%}</math> (MPa)</b>	<b><math>\sigma_r</math> (kPa)</b>	<b>CP</b>	<b>W (%)</b>	<b>CBR (%)</b>	<b>G.C. (%)</b>	<b><math>E_{50\%}</math> (MPa)</b>	<b><math>\sigma_r</math> (kPa)</b>	<b>CP</b>	<b>W (%)</b>	<b>CBR (%)</b>	<b>G.C. (%)</b>	<b><math>E_{50\%}</math> (MPa)</b>	<b><math>\sigma_r</math> (kPa)</b>
1	25,07	10	100,8	93	671	1	27,58	14	100,7	64	553	1	29,33	11	100,4	39	435
2	25,20	11	100,7	93	688	2	27,56	14	100,1	65	540	2	29,52	11	100,3	46	433
3	25,73	12	99,9	73	658	3	27,65	14	100,5	55	548	3	29,02	12	99,7	48	420
4	25,33	11	100,3	85	664	4	27,71	14	100,5	59	541	4	29,36	11	100,2	38	448
5	25,82	12	100,5	90	632	5						5					
6	26,03	12	100,4	114	659	6						6					
<b>Média*</b>	<b>25,63</b>	<b>12</b>	<b>100,3</b>	<b>83</b>	<b>652</b>	<b>Média*</b>	<b>27,64</b>	<b>14</b>	<b>100,4</b>	<b>60</b>	<b>543</b>	<b>Média*</b>	<b>29,40</b>	<b>11</b>	<b>100,3</b>	<b>41</b>	<b>439</b>
<b>Média</b>	25,53	11	100,4	91	662	<b>Média</b>	27,62	14	100,5	61	546	<b>Média</b>	29,31	11	100,2	43	434



**Figura 19** – Relação  $\sigma_r$  versus CBR para o solo PVB na energia intermediária de compactação

**Tabela 13** - Resultados dos ensaios de compressão não confinada para o solo PVB na energia modificada de compactação

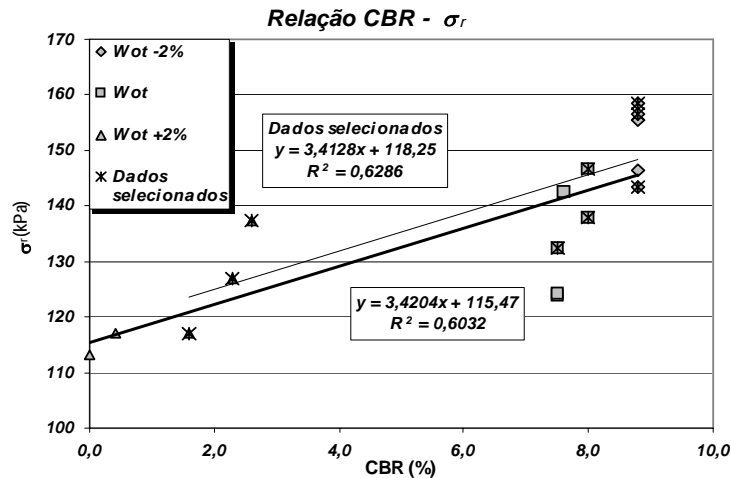
<b>SOLO PVB - ENERGIA MODIFICADA</b>																	
<b><math>W_{ot} -2\%</math></b>						<b><math>W_{ot}</math></b>						<b><math>W_{ot} +2\%</math></b>					
$W_{desejada}$ 22,94 %						$W_{desejada}$ 24,94 %						$W_{desejada}$ 26,94 %					
CP	W (%)	CBR (%)	G.C. (%)	$E_{50\%}$ (MPa)	$\sigma_r$ (kPa)	CP	W (%)	CBR (%)	G.C. (%)	$E_{50\%}$ (MPa)	$\sigma_r$ (kPa)	CP	W (%)	CBR (%)	G.C. (%)	$E_{50\%}$ (MPa)	$\sigma_r$ (kPa)
1	22,43	12	101,6	80	922	1	25,25	20	99,8	83	989	1	26,90	16	98,6	43	794
2	22,75	13	100,5	148	975	2	25,21	20	99,5	80	971	2	26,90	16	99,5	47	781
3	22,77	14	100,5	118	962	3	25,22	20	99,3	76	962	3	26,80	17	99,5	45	756
4	22,63	13	98,3	126	854	4	25,01	21	99,6	78	929	4	26,49	17	98,6	37	697
5	22,62	13	99,8	99	904	5						5	27,79	14	99,6	37	674
6						6						6	27,22	16	99,0	49	761
Média* 22,71 13 100,3 122 947						Média* 25,16 21 99,7 80 963						Média* 26,85 17 99,5 46 769					
Média 22,64 13 100,1 114 923						Média 25,18 20 99,6 79 963						Média 27,02 16 99,1 43 744					



**Figura 20** – Relação  $\sigma_r$  versus CBR para o solo PVB na energia modificada de compactação

**Tabela 14** - Resultados dos ensaios de compressão não confinada para o solo SP na energia normal de compactação

<b>SOLO SP - ENERGIA NORMAL</b>																	
<b><math>W_{ot -2\%}</math></b>						<b><math>W_{ot}</math></b>						<b><math>W_{ot +2\%}</math></b>					
$W_{desejada}$ 18,23 %						$W_{desejada}$ 20,23 %						$W_{desejada}$ 22,23 %					
CP	W (%)	CBR (%)	G.C. (%)	$E_{50\%}$ (MPa)	$\sigma_r$ (kPa)	CP	W (%)	CBR (%)	G.C. (%)	$E_{50\%}$ (MPa)	$\sigma_r$ (kPa)	CP	W (%)	CBR (%)	G.C. (%)	$E_{50\%}$ (MPa)	$\sigma_r$ (kPa)
1	18,31	9	98,8	13	146	1	20,34	8	100,6	12	124	1	22,44	2	100,0	10	117
2	18,10	9	99,5	13	144	2	20,33	8	101,2	17	143	2	22,80	0	100,9	6	117
3	18,32	9	100,9	16	156	3	20,34	8	101,0	14	124	3	23,01	0	100,7	8	113
4	18,00	9	100,4	18	159	4	20,35	8	99,9	8	133	4	22,13	3	100,4	9	137
5	18,14	9	99,7	16	156	5	20,04	8	100,1	10	138	5	22,22	2	100,0	9	127
6						6	20,04	8	100,4	12	147	6					
Média* 18,08 9 99,8 16 153						Média* 20,14 8 100,1 10 139						Média* 22,27 2 100,1 9 127					
Média 18,18 9 99,8 15 152						Média 20,24 8 100,6 12 135						Média 22,52 1 100,4 8 122					

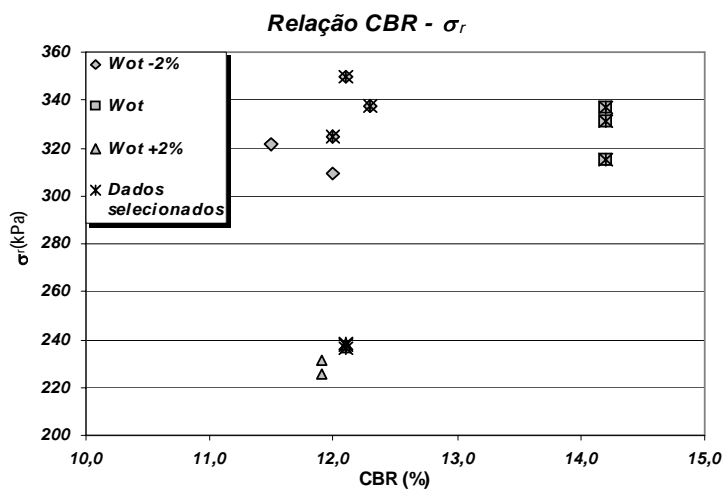


**Figura 21** – Relação  $\sigma_r$  versus CBR para o solo SP na energia normal de compactação



**Tabela 15** - Resultados dos ensaios de compressão não confinada para o solo SP na energia intermediária de compactação

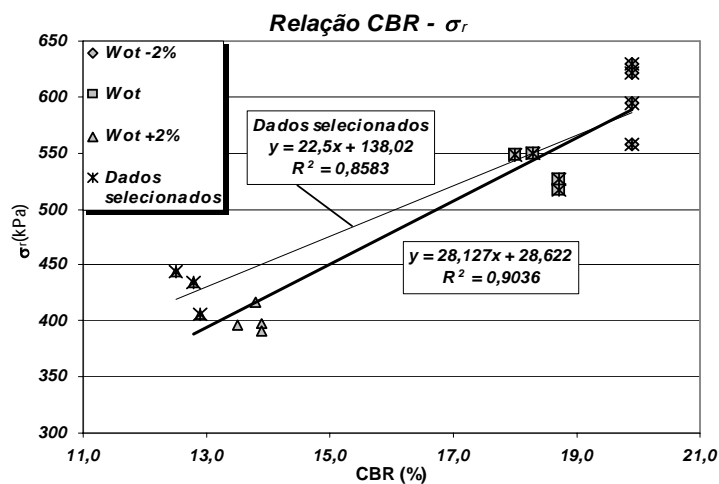
<b>SOLO SP - ENERGIA INTERMEDIÁRIA</b>																	
<b><math>W_{ot-2\%}</math></b>						<b><math>W_{ot}</math></b>						<b><math>W_{ot+2\%}</math></b>					
$W_{desejada}$ 13,97 %						$W_{desejada}$ 15,97 %						$W_{desejada}$ 17,97 %					
CP	W (%)	CBR (%)	G.C. (%)	$E_{50\%}$ (MPa)	$\sigma_r$ (kPa)	CP	W (%)	CBR (%)	G.C. (%)	$E_{50\%}$ (MPa)	$\sigma_r$ (kPa)	CP	W (%)	CBR (%)	G.C. (%)	$E_{50\%}$ (MPa)	$\sigma_r$ (kPa)
1	13,96	12	101,0	37	322	1	16,09	14	100,2	28	331	1	18,13	12	99,0	22	231
2	14,13	12	100,9	37	309	2	16,13	14	99,6	26	315	2	18,05	12	99,5	17	238
3	14,14	12	99,7	29	325	3	16,19	14	100,5	30	337	3	18,15	12	99,3	17	225
4	14,16	12	100,1	41	350	4						4	18,05	12	100,1	24	237
5	14,26	12	99,6	44	338	5						5	18,04	12	100,0	17	237
Média*	14,19	12	99,8	38	337	Média*	16,14	14	100,1	28	328	Média*	18,05	12	99,9	20	238
Média	14,13	12	100,3	38	329	Média	16,14	14	100,1	28	328	Média	18,08	12	99,6	20	234



**Figura 22** – Relação  $\sigma_r$  versus CBR para o solo SP na energia intermediária de compactação

**Tabela 16 - Resultados dos ensaios de compressão não confinada para o solo SP na energia modificada de compactação**

<b>SOLO SP - ENERGIA MODIFICADA</b>																	
<b><math>W_{ot -2\%}</math></b>						<b><math>W_{ot}</math></b>						<b><math>W_{ot +2\%}</math></b>					
$W_{desejada}$ 12,46 %						$W_{desejada}$ 14,46 %						$W_{desejada}$ 16,46 %					
CP	W (%)	CBR (%)	G.C. (%)	$E_{50\%}$ (MPa)	$\sigma_r$ (kPa)	CP	W (%)	CBR (%)	G.C. (%)	$E_{50\%}$ (MPa)	$\sigma_r$ (kPa)	CP	W (%)	CBR (%)	G.C. (%)	$E_{50\%}$ (MPa)	$\sigma_r$ (kPa)
1	12,32	20	99,8	52	594	1	14,56	18	99,7	45	548	1	16,27	14	98,5	26	396
2	12,16	20	99,7	48	558	2	14,21	19	99,6	42	517	2	16,20	14	99,2	25	417
3	12,32	20	99,7	58	630	3	14,39	18	99,6	39	549	3	16,17	14	99,2	21	398
4	12,14	20	100,5	65	621	4	14,19	19	99,8	38	526	4	16,17	14	99,4	16	390
5						5						5	16,45	13	99,9	22	406
6						6						6	16,49	13	99,6	22	434
7						7						7	16,57	13	99,7	23	443
<b>Média*</b> 12,24 20 99,9 56 601						<b>Média*</b> 14,33 18 99,7 41 535						<b>Média*</b> 16,50 13 99,7 22 428					
<b>Média</b> 12,24 20 99,9 56 601						<b>Média</b> 14,33 18 99,7 41 535						<b>Média</b> 16,33 13 99,3 22 412					



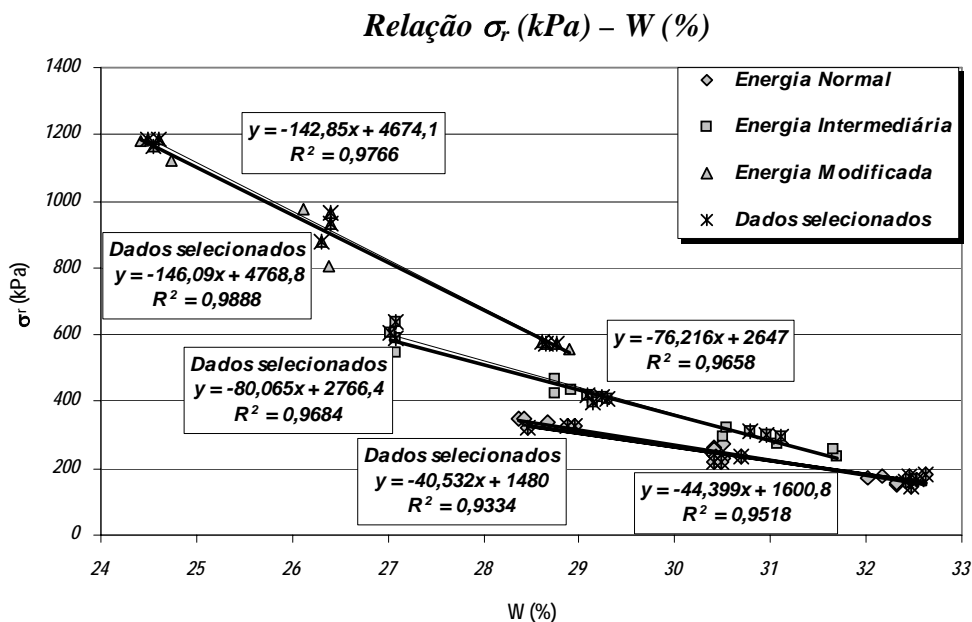
**Figura 23 – Relação  $\sigma_r$  versus CBR para o solo SP na energia modificada de compactação**

Pelos resultados mostrados, alguns aspectos podem ser analisados. O solo PVB apresentou os melhores resultados de resistência, exceto em  $W_{ot-2\%}$  nas energias normal e modificada, onde o solo LU apresentou melhores resultados de  $\sigma_r$ . Os piores resultados ficaram restritos ao solo SP.

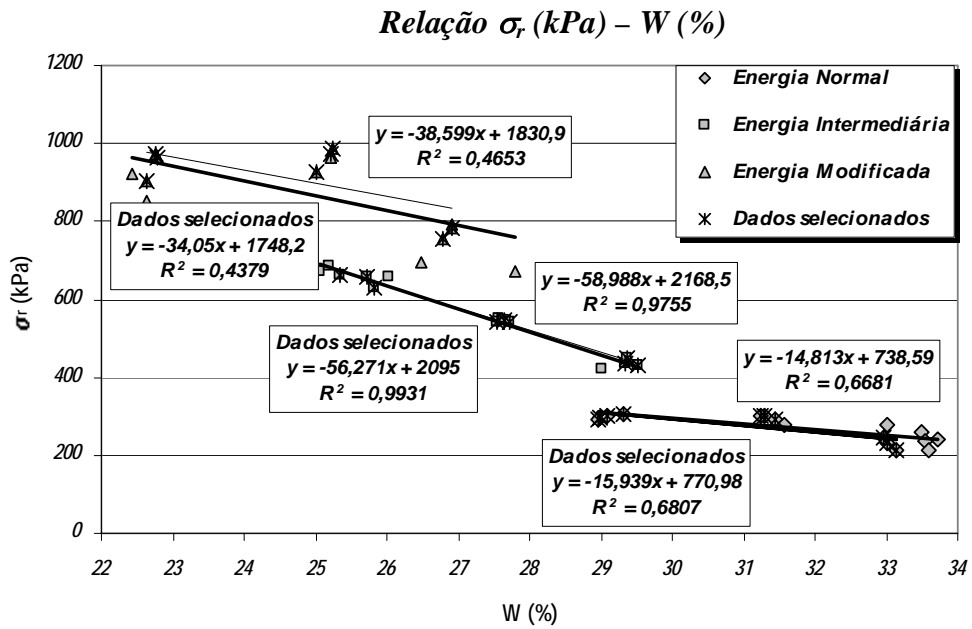
O solo LU apresentou uma queda significativa de resistência com o aumento do teor de umidade em todas as energias de compactação. Tal fato não foi totalmente registrado para os outros dois solos. No caso do PVB, a resistência no teor de umidade  $W_{ot-2\%}$  foi praticamente igual à resistência na umidade ótima, na energia normal. O mesmo aconteceu com o solo SP na energia intermediária. Para estes dois solos, embora tenha havido queda de resistência com o acréscimo de água em praticamente todas as energias, esta queda foi pouco acentuada. A queda significativa de resistência no caso do solo LU pode ser explicado pelo alto índice de vazios apresentado pelas amostras indeformadas deste solo, da ordem de 1,5. Ao se acrescentar água, o solo perde sua estruturação e sua resistência.

Foi registrado também que o aumento da energia de compactação provocou ganhos de resistência em todas as umidades ensaiadas para os três solos.

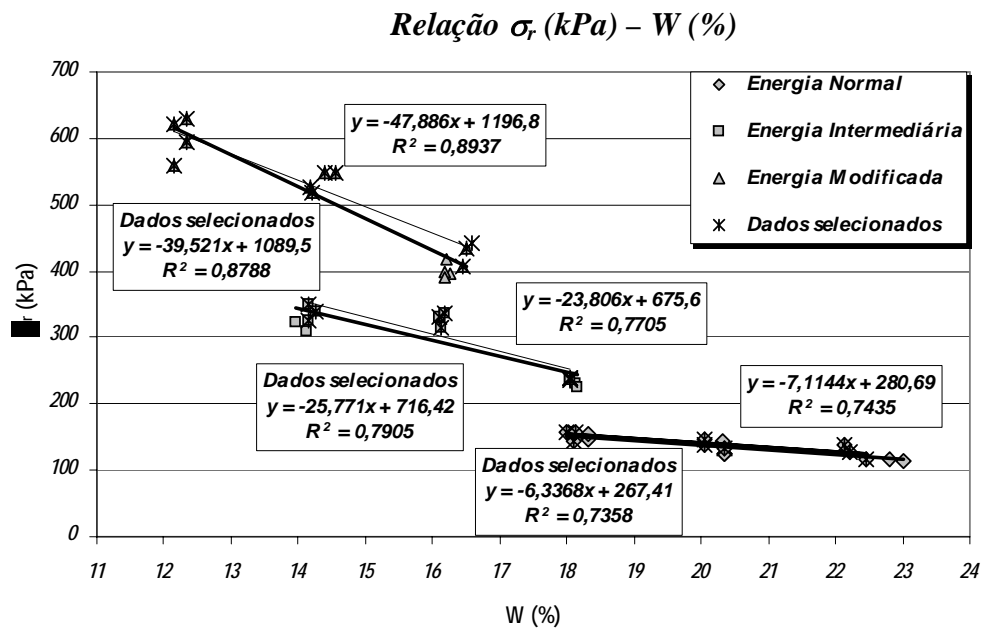
A variação da resistência à compressão não confinada ( $\sigma_r$ ) com o aumento da umidade e com a energia de compactação pode ser visto pelas Figuras 24, 25 e 26. Ao lado das linhas de tendência encontram-se as expressões que correlacionam as variáveis. Nota-se, mais uma vez, que os resultados baseados nos “Dados totais” quanto nos “Dados selecionados” são bem próximos. Cabe lembrar que os “Dados totais” referem-se aos resultados de todos os ensaios realizados, sob mesmas condições de umidade e energia de compactação. Já os “Dados selecionados” relacionam-se somente àqueles dentro da faixa de variação de  $\pm 0,3\%$  do teor de umidade desejado e  $\pm 0,5\%$  do grau de compactação.



**Figura 24** – Relação  $\sigma_r$  versus W para o solo LU



**Figura 25** – Relação  $\sigma_r$  versus W para o solo PVB



**Figura 26** – Relação  $\sigma_r$  versus W para o solo SP

A partir dos bons resultados encontrados correlacionando a resistência com os valores de CBR e umidade, tornou-se interessante analisar estes três parâmetros conjuntamente. Para tanto foi utilizada uma equação linear do tipo  $y = a + bx + cy$ , cujos resultados encontram-se na Tabela 17.

A Tabela 17 mostra bons resultados de ajuste com coeficientes de determinação ( $R^2$ ) altos, particularmente para o solo LU, mostrando que a correlação da resistência com a umidade ou com o CBR melhora quando os dois parâmetros são analisados conjuntamente.

Tabela 17 – Relações  $\sigma_r \times CBR \times W$

<b>RELAÇÕES <math>\sigma_r \times CBR \times W</math></b>		
<b>SOLO LU</b>		
<b>ENERGIA NORMAL</b>	<b>ENERGIA INTERMEDIÁRIA</b>	<b>ENERGIA MODIFICADA</b>
$\sigma_r = a + b * CBR + c * W$	$\sigma_r = a + b * CBR + c * W$	$\sigma_r = a + b * CBR + c * W$
$\sigma_r$ (kPa); CBR (%); W(%)	$\sigma_r$ (kPa); CBR (%); W(%)	$\sigma_r$ (kPa); CBR (%); W(%)
<b>a</b> = -510,92	<b>a</b> = 5209,35	<b>a</b> = 4872,76
<b>b</b> = 23,512	<b>b</b> = -25,093	<b>b</b> = -1,284
<b>c</b> = 17,932	<b>c</b> = -154,783	<b>c</b> = -149,651
<b>R<sup>2</sup></b> = 0,9621	<b>R<sup>2</sup></b> = 0,9744	<b>R<sup>2</sup></b> = 0,9766
<b>SOLO PVB</b>		
<b>ENERGIA NORMAL</b>	<b>ENERGIA INTERMEDIÁRIA</b>	<b>ENERGIA MODIFICADA</b>
$\sigma_r = a + b * CBR + c * W$	$\sigma_r = a + b * CBR + c * W$	$\sigma_r = a + b * CBR + c * W$
$\sigma_r$ (kPa); CBR (%); W(%)	$\sigma_r$ (kPa); CBR (%); W(%)	$\sigma_r$ (kPa); CBR (%); W(%)
<b>a</b> = -1864,18	<b>a</b> = 2145,93	<b>a</b> = 1897,96
<b>b</b> = 72,820	<b>b</b> = 2,808	<b>b</b> = 22,189
<b>c</b> = 50,549	<b>c</b> = -59,396	<b>c</b> = -55,608
<b>R<sup>2</sup></b> = 0,7973	<b>R<sup>2</sup></b> = 0,9764	<b>R<sup>2</sup></b> = 0,8342
<b>SOLO SP</b>		
<b>ENERGIA NORMAL</b>	<b>ENERGIA INTERMEDIÁRIA</b>	<b>ENERGIA MODIFICADA</b>
$\sigma_r = a + b * CBR + c * W$	$\sigma_r = a + b * CBR + c * W$	$\sigma_r = a + b * CBR + c * W$
$\sigma_r$ (kPa); CBR (%); W(%)	$\sigma_r$ (kPa); CBR (%); W(%)	$\sigma_r$ (kPa); CBR (%); W(%)
<b>a</b> = 311,32	<b>a</b> = 409,63	<b>a</b> = 685,24
<b>b</b> = -0,720	<b>b</b> = 21,844	<b>b</b> = 11,918
<b>c</b> = -8,403	<b>c</b> = -24,260	<b>c</b> = -26,248
<b>R<sup>2</sup></b> = 0,7489	<b>R<sup>2</sup></b> = 0,9608	<b>R<sup>2</sup></b> = 0,8987

As relações apresentadas pela Tabela 17 foram elaboradas a partir de regressões lineares que podem ser visualizadas em um gráfico tridimensional, como o exemplo mostrado na Figura 27.

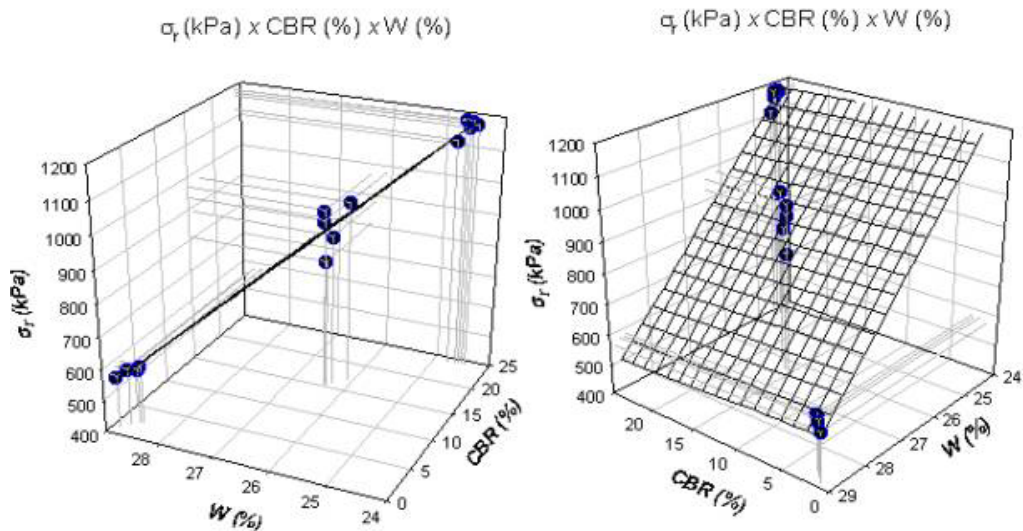


Figura 27 – Representação tridimensional da relação  $\sigma_r \times CBR \times W$  para o solo LU na energia modificada de compactação

Da mesma forma, foi analisado como dois parâmetros que devem ser controlados na compactação de campo - o grau de compactação e a umidade - interferem conjuntamente na resistência não confinada, como mostra a Tabela 18:

Tabela 18 – Relações  $\sigma_r \times GC \times W$

<b>RELAÇÕES <math>\sigma_r \times GC \times W</math></b>		
<b>SOLO LU</b>		
<b>ENERGIA NORMAL</b>	<b>ENERGIA INTERMEDIÁRIA</b>	<b>ENERGIA MODIFICADA</b>
$\sigma_r = a + b * GC + c * W$	$\sigma_r = a + b * GC + c * W$	$\sigma_r = a + b * GC + c * W$
$\sigma_r$ (kPa); GC (%); W(%)	$\sigma_r$ (kPa); GC (%); W(%)	$\sigma_r$ (kPa); GC (%); W(%)
a = 1184,94	a = 2512,18	a = 1862,74
b = 3,764	b = 1,372	b = 29,043
c = -43,231	c = -76,30	c = -146,571
R <sup>2</sup> = 0,9562	R <sup>2</sup> = 0,9659	R <sup>2</sup> = 0,9789
<b>SOLO PVB</b>		
<b>ENERGIA NORMAL</b>	<b>ENERGIA INTERMEDIÁRIA</b>	<b>ENERGIA MODIFICADA</b>
$\sigma_r = a + b * GC + c * W$	$\sigma_r = a + b * GC + c * W$	$\sigma_r = a + b * GC + c * W$
$\sigma_r$ (kPa); GC (%); W(%)	$\sigma_r$ (kPa); GC (%); W(%)	$\sigma_r$ (kPa); GC (%); W(%)
a = 604,37	a = 311,94	a = -556,46
b = 1,414	b = 18,156	b = 22,900
c = -15,054	c = -57,719	c = -34,385
R <sup>2</sup> = 0,6699	R <sup>2</sup> = 0,9777	R <sup>2</sup> = 0,5226
<b>SOLO SP</b>		
<b>ENERGIA NORMAL</b>	<b>ENERGIA INTERMEDIÁRIA</b>	<b>ENERGIA MODIFICADA</b>
$\sigma_r = a + b * GC + c * W$	$\sigma_r = a + b * GC + c * W$	$\sigma_r = a + b * GC + c * W$
$\sigma_r$ (kPa); GC (%); W(%)	$\sigma_r$ (kPa); GC (%); W(%)	$\sigma_r$ (kPa); GC (%); W(%)
a = 95,409	a = 463,84	a = -2247,87
b = 1,906	b = 2,073	b = 33,697
c = -7,399	c = -23,528	c = -41,681
R <sup>2</sup> = 0,7510	R <sup>2</sup> = 0,7712	R <sup>2</sup> = 0,9032

As equações obtidas foram bem representativas em alguns casos, com coeficientes de determinação bastante satisfatórios, principalmente no caso do solo LU, e sempre maiores do que aqueles encontrados nas relações simples  $W \times \sigma_r$ .

As relações apresentadas pela Tabela 18 foram elaboradas a partir de regressões lineares que podem ser visualizadas em um gráfico tridimensional, como o exemplo mostrado na Figura 28.

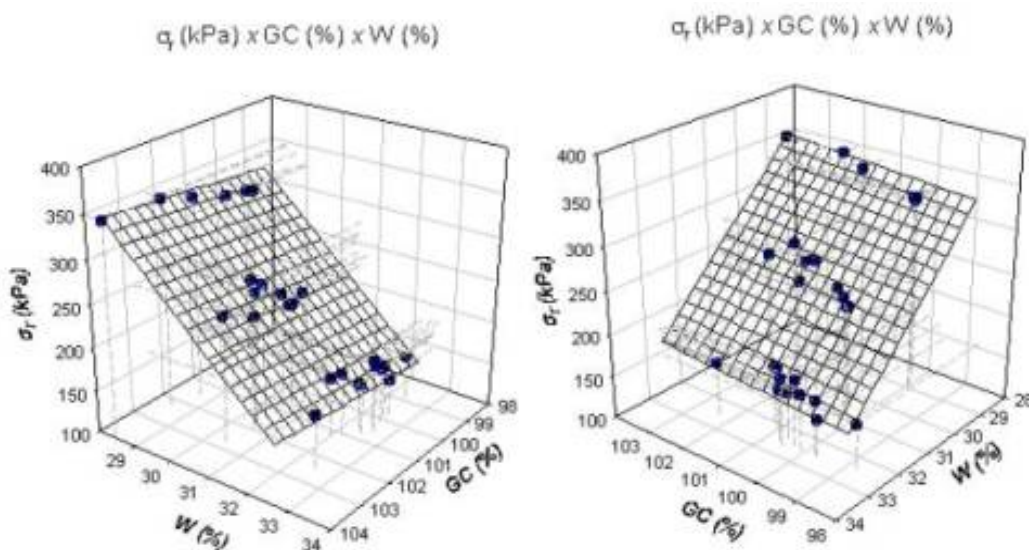


Figura 28 – Representação tridimensional da relação  $\sigma_r \times GC \times W$  para o solo LU na energia normal de compactação

#### 4.4 ENSAIOS DE MÓDULO RESILIENTE

A Tabela 19 apresenta o comportamento/classificação resiliente dos solos desta pesquisa, considerando o sistema de classificação do DNER, para solos de subleito (compactação na energia normal), como visto na Tabela 3.

**Tabela 19** - Classificação de solos de Viçosa quanto à resiliência

SOLO	CBR (%)	% ARGILA (% < 0,005mm)	% SILTE (0,074 < % ≤ 0,005mm)	% AREIA (2 < % ≤ 0,074mm)	S = 100 - [(P1/P2) x 100]	TIPO DE SOLO
LU	8	66	12	22	15,4 %	II
PVB	8	48	29	23	37,7 %	II
SP	8	16	27	57	62,8 %	II

Tem-se aqui representado um conjunto de três solos do tipo II. O solo LU bem próximo do tipo I e o solo SP de classificação II, mas bem próximo do tipo III já antecipam comportamentos resilientes distintos entre eles mesmos e o solo PVB, predominantemente do tipo II.

##### 4.4.1 CORRELAÇÃO ENTRE O MÓDULO RESILIENTE E O ESTADO DE TENSÃO

O modelo potencial do tipo  $M_R = k_1 * \sigma_d^{k_2}$  e suas variantes, têm sido os mais utilizados quando se estuda o módulo resiliente dos solos. Trata-se de um modelo que apresenta bons resultados e que pode ser relacionado, além da tensão desvio, à tensão confinante e ao 1º invariante de tensões. Pode-se acrescentar também a este modelo parâmetros advindos de outros ensaios, como o CBR, a resistência à compressão não confinada, o módulo de elasticidade, entre outros.

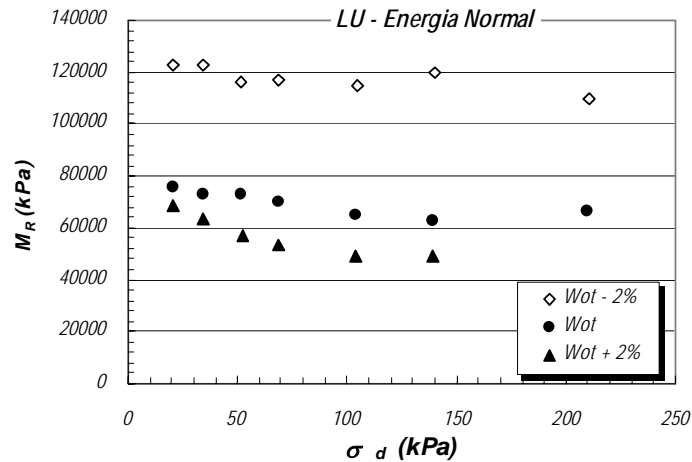
O modelo bilinear do tipo  $M_R = k_2 + k_3*(k_1 - \sigma_d)$  também foi testado neste trabalho e apresentou bons resultados em alguns casos. Foi apresentado também um modelo polinomial cúbico para um dos solos, visto que o uso do modelo potencial não foi satisfatório.

A seguir, apresentam-se os modelos resilientes estudados englobando o estado de tensão e outros parâmetros de resistência, para cada solo, umidade e energia de compactação. Os valores de  $\sigma_d$ ,  $\sigma_3$ ,  $\theta$ ,  $M_R$  e  $E_{50}$  serão sempre fornecidos em kPa.

#### 4.4.1.1 MODELOS RESILIENTES PARA O SOLO LU

##### 4.4.1.1.1 ENERGIA NORMAL

A Figura 29 mostra a variação do módulo resiliente ( $M_R$ ) com a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) para o solo LU compactado na energia normal.



**Figura 29** – Variação do módulo resiliente ( $M_R$ ) com a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) para o solo LU na energia normal de compactação

Neste caso, o módulo diminuiu muito com o aumento da umidade de compactação, conforme descrito pela literatura. Isto se deve ao rápido aumento da deformação resiliente com o acréscimo de água, particularmente do estado mais seco para o teor ótimo de umidade.

Na Tabela 20, a seguir, são mostrados modelos do tipo potencial para a estimativa do módulo resiliente do solo LU na energia normal, a partir da tensão desvio ( $\sigma_d$ ), tensão confinante ( $\sigma_3$ ), 1º invariante de tensões ( $\theta$ ), CBR, tensão normal de ruptura no ensaio de compressão não confinada ( $\sigma_r$ ) e módulo de elasticidade a 50% da tensão de ruptura ( $E_{50}$ ).



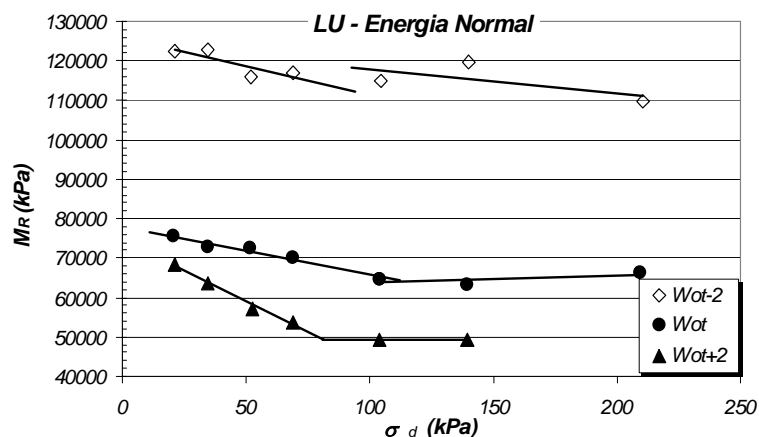
**Tabela 20 – Modelos resilientes do tipo potencial para o solo LU na energia normal**

LU - Normal							
Variáveis	Modelo	W(%)	$K_1$	$K_2$	$K_3$	$K_4$	$R^2$
$\sigma_d$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	Wot-2%	138074	-0,038	-	-	0,6077
		Wot	94915	-0,075	-	-	0,8063
		Wot+2%	122236	-0,190	-	-	0,9734
$\sigma_3$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$	Wot-2%	70,387	2,401	-	-	0,0661
		Wot	2,1E+22	-13,011	-	-	0,0922
		Wot+2%	2,7E+33	-21,376	-	-	0,1754
$\theta$	$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2}$	Wot-2%	170450	-0,075	-	-	0,6064
		Wot	140965	-0,143	-	-	0,7606
		Wot+2%	403655	-0,404	-	-	0,9301
$\sigma_3; \sigma_d$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$	Wot-2%	20,348	2,856	-0,039	-	0,7009
		Wot	3,6E+15	-7,881	-0,073	-	0,8395
		Wot+2%	9941,8	0,814	-0,192	-	0,9736
$\sigma_d; E_{50\%}$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot E_{50\%}^{k_3}$	Wot-2%	152877	-0,038	-0,010	-	0,6077
		Wot	2,780	-0,075	1,009	-	0,8063
		Wot+2%	1,6E+09	-0,190	-1,000	-	0,9734
$\sigma_d; \sigma_r$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot \sigma_r^{k_3}$	Wot-2%	123647	-0,038	0,019	-	0,6077
		Wot	77319	-0,075	0,037	-	0,8063
		Wot+2%	4,490	-0,190	2,000	-	0,9734
$\sigma_d; CBR$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot CBR^{k_3}$	Wot-2%	1,3E-06	-0,038	9,600	-	0,6077
		Wot	4,5E+09	-0,075	-4,904	-	0,8063
		Wot+2%	1,6E+08	-0,190	-5,254	-	0,9734
$\theta; E_{50\%}$	$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2} \cdot E_{50\%}^{k_3}$	Wot-2%	139587	-0,075	0,019	-	0,6064
		Wot	3,141	-0,143	1,036	-	0,7606
		Wot+2%	3,7E+10	-0,404	-1,202	-	0,9301
$\theta; \sigma_r$	$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2} \cdot \sigma_r^{k_3}$	Wot-2%	211642	-0,075	-0,037	-	0,6064
		Wot	64232	-0,143	0,143	-	0,7606
		Wot+2%	14,827	-0,404	2,000	-	0,9301
$\theta; CBR$	$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2} \cdot CBR^{k_3}$	Wot-2%	0,0011	-0,075	7,132	-	0,6064
		Wot	484,43	-0,143	2,582	-	0,7606
		Wot+2%	97772	-0,404	1,042	-	0,9301
$\sigma_3; \sigma_d; E_{50\%}$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \cdot E_{50\%}^{k_4}$	Wot-2%	22,584	2,856	-0,039	-0,010	0,7009
		Wot	1,1E+11	-7,881	-0,073	1,009	0,8395
		Wot+2%	6,3E+09	0,814	-0,192	-1,407	0,9736
$\sigma_3; \sigma_d; \sigma_r$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \cdot \sigma_r^{k_4}$	Wot-2%	18,173	2,856	-0,039	0,020	0,7009
		Wot	1,2E+06	-7,881	-0,073	3,977	0,8395
		Wot+2%	0,365	0,814	-0,192	2,000	0,9736
$\sigma_3; \sigma_d; CBR$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \cdot CBR^{k_4}$	Wot-2%	9,1E-07	2,856	-0,039	6,396	0,7009
		Wot	2,9E+17	-7,881	-0,073	-1,988	0,8395
		Wot+2%	3,7E+06	0,814	-0,192	-4,353	0,9736

Os modelos baseados na tensão desvio apresentaram os melhores resultados, de acordo com a análise do coeficiente de determinação ( $R^2$ ), como se previa. Nota-se também uma relação inversamente proporcional entre  $M_R$  e  $\sigma_d$ , representada pelos coeficientes de regressão negativos relacionados ao estado de tensão.

De um modo geral, os resultados foram muito bons, mesmo nas relações em que se inseriram parâmetros provenientes de outros ensaios.

O modelo bilinear foi analisado e apresentou os seguintes resultados, conforme ilustra a Figura 30:



**Figura 30** – Modelo bilinear para o solo LU na energia normal de compactação

Para cada teor de umidade ensaiado, as expressões obtidas foram as que se seguem:

- $W_{ot-2\%}$

Como ilustrado pela Figura 30, não foi possível utilizar o modelo bilinear nesse caso.

- $W_{ot}$

$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (k_1 - \sigma_d) \quad \text{para } k_1 > \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 64057 + 121,4 \cdot (114,3 - \sigma_d)$$

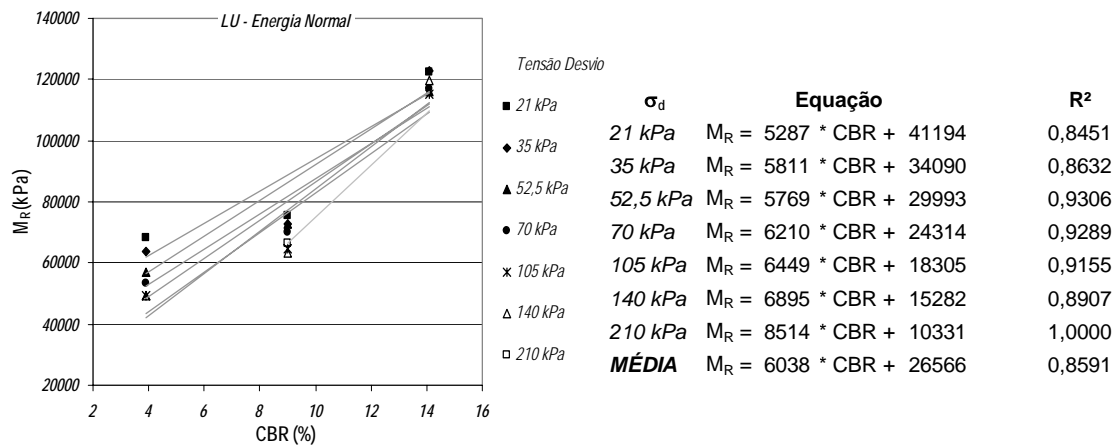
$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (\sigma_d - k_1) \quad \text{para } k_1 < \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 64057 + 18,53 \cdot (\sigma_d - 114,3)$$

- $W_{ot+2\%}$

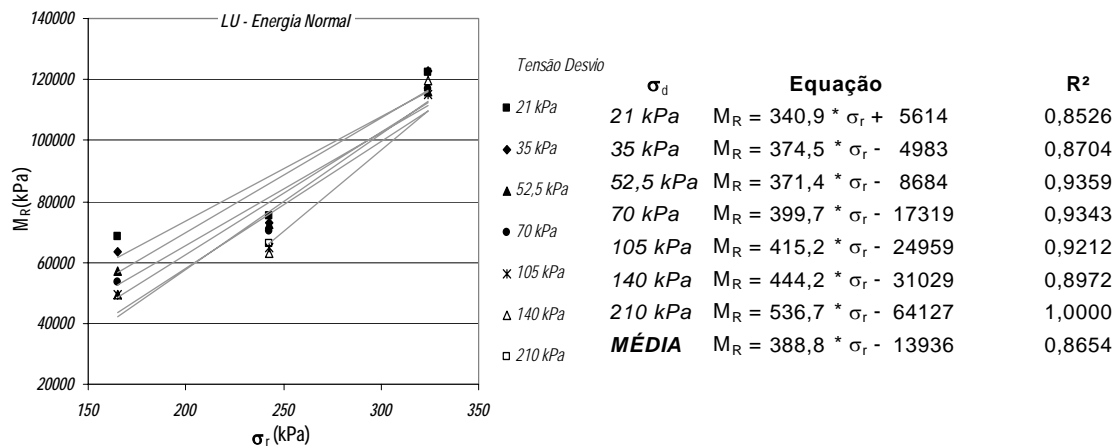
$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (k_1 - \sigma_d) \quad \text{para } k_1 > \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 4918,4 + 314,0 \cdot (80,83 - \sigma_d)$$

$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (\sigma_d - k_1) \quad \text{para } k_1 < \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 4918,4 + 1,638 \cdot (\sigma_d - 80,83)$$

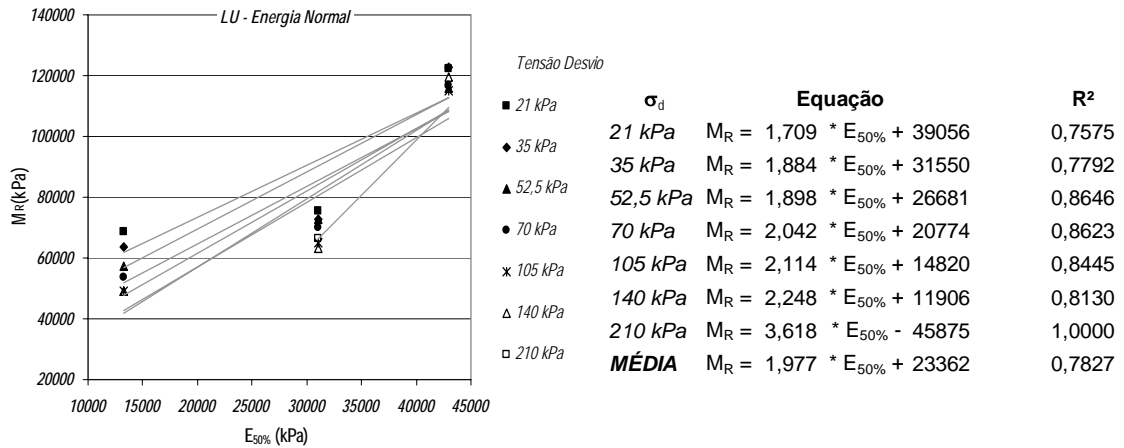
Pelas dificuldades inerentes à realização do ensaio triaxial dinâmico, surgiu a necessidade de se determinar o valor do módulo resiliente a partir de parâmetros provenientes de ensaios mais simples. A partir de um conjunto de valores de CBR,  $\sigma_r$  e  $E_{50}$ , obtidos em teores de umidade correspondentes a  $W_{ot} - 2\%$ ,  $W_{ot}$  e  $W_{ot} + 2\%$ , foram estimadas correlações com o módulo resiliente ( $M_R$ ) a vários níveis de tensão. A fim de verificar se tais correlações seriam influenciadas pelo estado de tensão imposto ao corpo-de-prova foi definida também, uma correlação denominada de Média, válida para todos os níveis de tensão. As Figuras 31, 32 e 33 ilustram as relações do módulo resiliente com o CBR,  $\sigma_r$  e  $E_{50}$  a diferentes estados de tensão, para o solo LU compactado na energia do Proctor normal. A mesma análise será feita para os outros dois solos estudados e em todas as três energias de compactação.



**Figura 31** – Relações  $M_R$  versus CBR para diferentes níveis de tensão – Solo LU – energia normal



**Figura 32** – Relações  $M_R$  versus  $\sigma_r$  para diferentes níveis de tensão – Solo LU – energia normal



**Figura 33** – Relações  $M_R$  versus  $E_{50}$  para diferentes níveis de tensão – Solo LU – energia normal

Pelas figuras mostradas anteriormente, vê-se que há uma variação linear e proporcional entre o módulo resiliente, CBR,  $\sigma_r$  e  $E_{50}$ . As relações obtidas para cada nível de tensão foram muito satisfatórias, inclusive a relação média que determina o valor de  $M_R$  para qualquer tensão desvio.

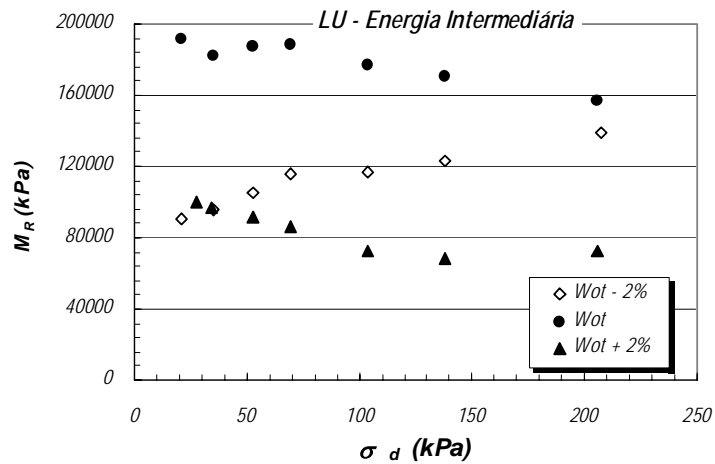
Destaca-se a semelhança entre a relação proposta por MEDINA e PREUSSLER (1980) para solos argilosos (equação 31) e a equação média aqui apresentada.

$$M_R = 326 + 67 \cdot \text{CBR}, \text{ em kgf/cm}^2 \text{ (MEDINA E PREUSSLER)}$$

$$M_R = 266 + 60 \cdot \text{CBR}, \text{ em kgf/cm}^2 \text{ (solo LU – energia normal)}$$

#### 4.4.1.1.2 ENERGIA INTERMEDIÁRIA

A Figura 34 mostra a variação do módulo resiliente ( $M_R$ ) com a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) para o solo LU compactado na energia intermediária.



**Figura 34** – Variação do módulo resiliente ( $M_R$ ) com a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) para o solo LU na energia intermediária de compactação

Na Figura 34 percebe-se que, nesta energia de compactação, o teor de umidade tem grande influência nos resultados dos ensaios e no comportamento do módulo resiliente. Contrariando o previsto, os valores de  $M_R$  a um teor de umidade abaixo da ótima são menores do que aqueles compactados em  $W_{ot}$ . Neste caso, há também, um aumento de  $M_R$  com a tensão desvio. A partir de  $W_{ot}$ , o módulo diminuiu com o aumento da umidade de compactação e com  $\sigma_d$ .

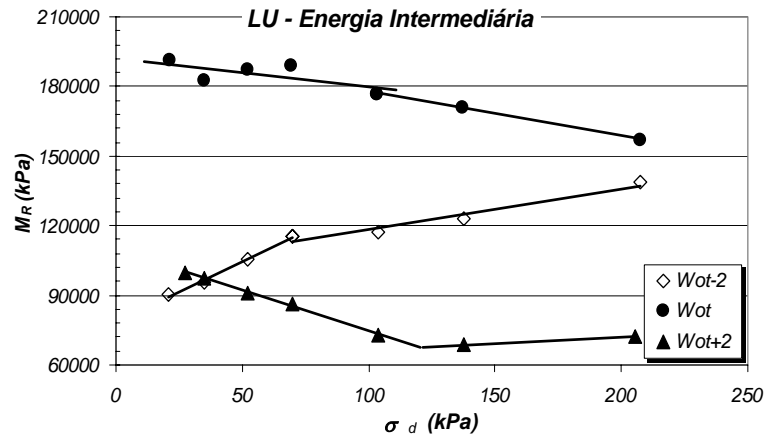
Na Tabela 21, a seguir, são mostrados modelos para a estimativa do módulo resiliente do solo LU na energia intermediária.

**Tabela 21** – Modelos resilientes do tipo potencial para o solo LU na energia intermediária

LU - Intermediária							
Variáveis	Modelo	W(%)	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>3</sub>	K <sub>4</sub>	R <sup>2</sup>
$\sigma_d$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	Wot-2%	51147	0,183	-	-	0,9732
		Wot	245814	-0,075	-	-	0,7379
		Wot+2%	193916	-0,198	-	-	0,8984
$\sigma_3$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$	Wot-2%	2,2E-13	13,174	-	-	0,0643
		Wot	1,3E+11	-4,354	-	-	0,0103
		Wot+2%	4,3E+25	-15,438	-	-	0,0223
$\theta$	$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2}$	Wot-2%	18662	0,359	-	-	0,9552
		Wot	391714	-0,158	-	-	0,8397
		Wot+2%	514288	-0,366	-	-	0,8612
$\sigma_3; \sigma_d$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$	Wot-2%	5,001	2,987	0,181	-	0,9764
		Wot	6,4E+17	-9,244	-0,077	-	0,7836
		Wot+2%	1,1E-09	10,627	-0,203	-	0,9083
$\sigma_d; E_{50\%}$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot E_{50\%}^{k_3}$	Wot-2%	295,01	0,183	0,454	-	0,9732
		Wot	899,46	-0,075	0,519	-	0,7379
		Wot+2%	7,1E+13	-0,198	-2,099	-	0,8984
$\sigma_d; \sigma_r$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot \sigma_r^{k_3}$	Wot-2%	68534	0,183	-0,046	-	0,9732
		Wot	518,87	-0,075	1,019	-	0,7379
		Wot+2%	110774	-0,198	0,099	-	0,8984
$\sigma_d; CBR$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot CBR^{k_3}$	Wot-2%	4,5E-31	0,183	28,490	-	0,9732
		Wot	1,8E+06	-0,075	-0,814	-	0,7379
		Wot+2%	2,3E+07	-0,198	-2,959	-	0,8984
$\theta; E_{50\%}$	$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2} \cdot E_{50\%}^{k_3}$	Wot-2%	106,48	0,359	0,455	-	0,9552
		Wot	1418,53	-0,158	0,520	-	0,8397
		Wot+2%	4,1E+14	-0,366	-2,183	-	0,8612
$\theta; \sigma_r$	$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2} \cdot \sigma_r^{k_3}$	Wot-2%	58714	0,359	-0,179	-	0,9552
		Wot	729,75	-0,158	1,039	-	0,8397
		Wot+2%	182773	-0,366	0,183	-	0,8612
$\theta; CBR$	$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2} \cdot CBR^{k_3}$	Wot-2%	3,6E+12	0,359	-6,729	-	0,9552
		Wot	2816,35	-0,158	2,000	-	0,8397
		Wot+2%	110918	-0,366	0,953	-	0,8612
$\sigma_3; \sigma_d; E_{50\%}$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \cdot E_{50\%}^{k_4}$	Wot-2%	137,61	2,987	0,181	-0,292	0,9764
		Wot	2,3E+15	-9,244	-0,077	0,519	0,7836
		Wot+2%	0,408	10,627	-0,203	-2,102	0,9083
$\sigma_3; \sigma_d; \sigma_r$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \cdot \sigma_r^{k_4}$	Wot-2%	6,678	2,987	0,181	-0,045	0,9764
		Wot	1,4E+15	-9,244	-0,077	1,019	0,7836
		Wot+2%	6,1E-10	10,627	-0,203	0,102	0,9083
$\sigma_3; \sigma_d; CBR$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \cdot CBR^{k_4}$	Wot-2%	5,3E-13	2,987	0,181	10,546	0,9764
		Wot	4,5E+20	-9,244	-0,077	-2,654	0,7836
		Wot+2%	8,9E+14	10,627	-0,203	-34,213	0,9083

Com exceção do modelo baseado unicamente na tensão confinante, os resultados foram muito bons, com coeficientes de determinação ( $R^2$ ) da ordem de 0,78 a 0,98. A relação inversamente proporcional entre  $M_R$  e  $\sigma_d$  somente foi observada nos teores  $W_{ot}$  e  $W_{ot-2\%}$ , através do coeficiente de regressão negativo.

O modelo bilinear foi analisado e apresentou os seguintes resultados, conforme ilustra a Figura 35:



**Figura 35** – Modelo bilinear para o solo LU na energia intermediária de compactação

Para cada teor de umidade ensaiado, as expressões obtidas foram as que se seguem:

- $W_{ot-2\%}$

$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (k_1 - \sigma_d) \quad \text{para } k_1 > \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 129642 - 174,7 \cdot (64,14 - \sigma_d)$$

$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (\sigma_d - k_1) \quad \text{para } k_1 < \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 129642 + 526,5 \cdot (\sigma_d - 64,14)$$

- $W_{ot}$

$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (k_1 - \sigma_d) \quad \text{para } k_1 > \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 184084 + 123,7 \cdot (66,28 - \sigma_d)$$

$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (\sigma_d - k_1) \quad \text{para } k_1 < \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 184084 - 190,2 \cdot (\sigma_d - 66,28)$$

- $W_{ot+2\%}$

$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (k_1 - \sigma_d) \quad \text{para } k_1 > \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 67741 + 348,3 \cdot (119,8 - \sigma_d)$$

$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (\sigma_d - k_1) \quad \text{para } k_1 < \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 67741 + 52,65 \cdot (\sigma_d - 119,8)$$

Como realizado para a energia normal, aqui também se apresentam as relações do módulo resiliente com o CBR,  $\sigma_r$  e  $E_{50}$ , sob vários níveis de tensão e em relações médias válidas para qualquer estado de tensão (Figuras 36, 37 e 38).

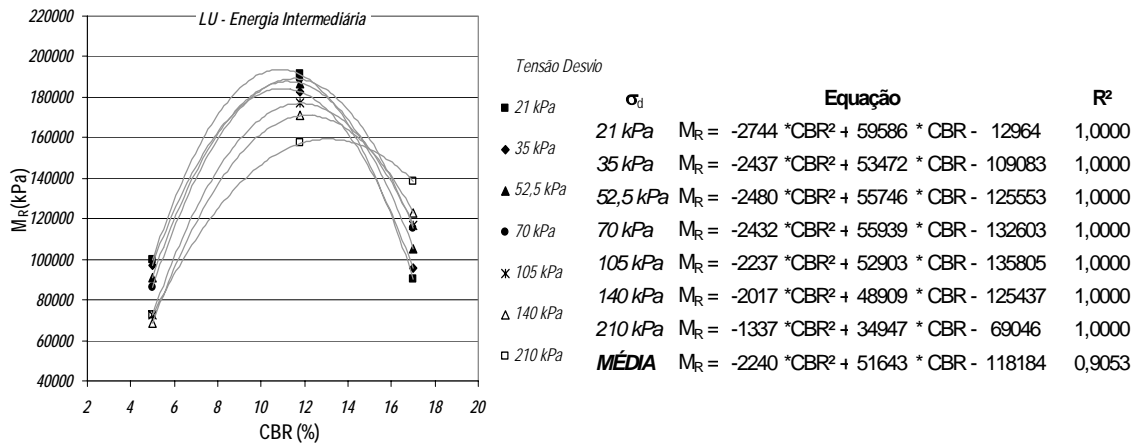


Figura 36 – Relações  $M_R$  versus CBR para diferentes níveis de tensão – Solo LU – energia intermediária

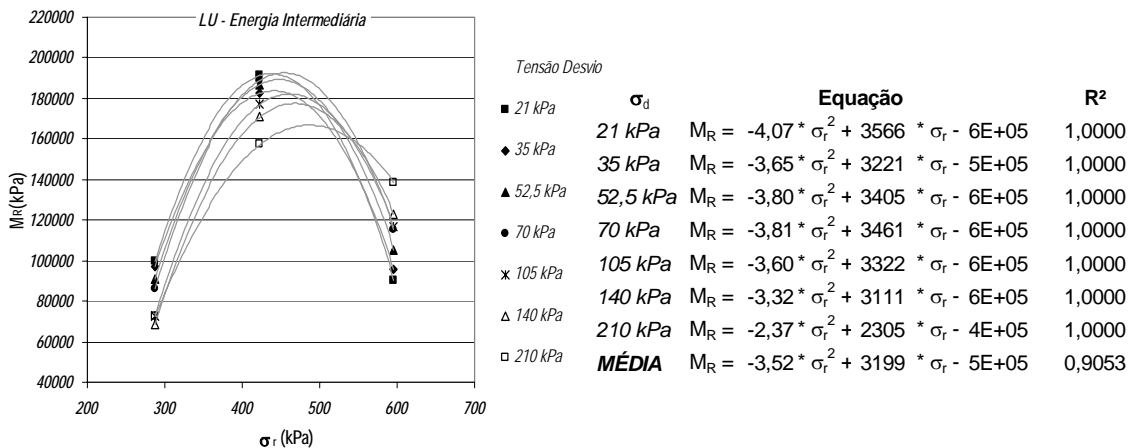


Figura 37 – Relações  $M_R$  versus  $\sigma_r$  para diferentes níveis de tensão – Solo LU – energia intermediária

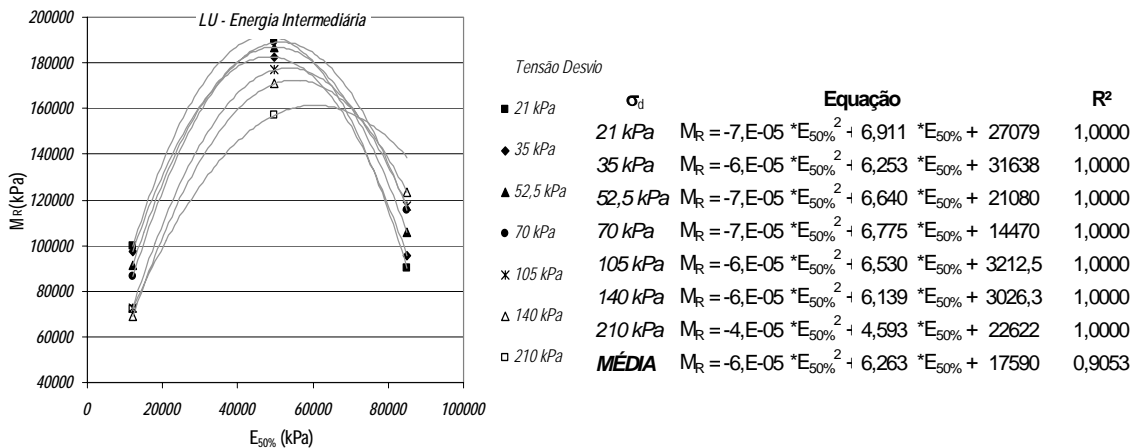


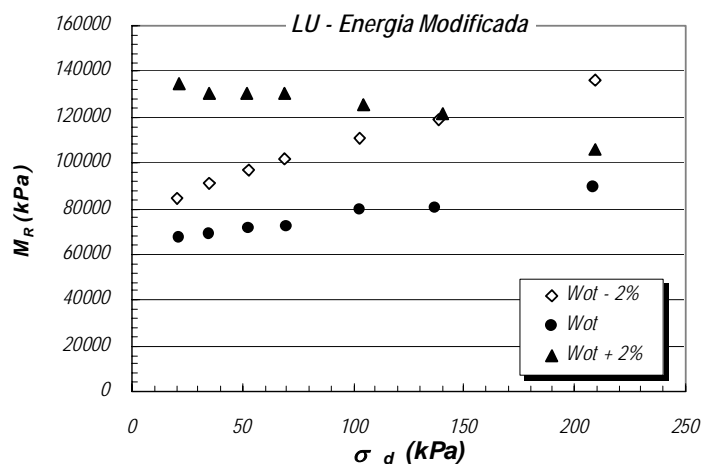
Figura 38 – Relações  $M_R$  versus  $E_{50}$  para diferentes níveis de tensão – Solo LU – energia intermediária



Na energia intermediária as relações deixam de ser lineares mas com coeficientes de determinação bastante satisfatórios, mesmo nas relações médias, que determinam o valor de  $M_R$  a partir do CBR,  $\sigma_r$  e  $E_{50}$ , para qualquer tensão desvio.

#### 4.4.1.1.3 ENERGIA MODIFICADA

A Figura 39 mostra a variação do módulo resiliente ( $M_R$ ) com a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) para o solo LU compactado na energia modificada.



**Figura 39** – Variação do módulo resiliente ( $M_R$ ) com a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) para o solo LU na energia modificada de compactação

Pela observação da Figura 39 nota-se que, a baixos níveis de tensão, o valor do módulo resiliente no teor de umidade  $W_{ot+2\%}$  é maior que nas outras umidades. O acréscimo de água parece evidenciar certa influência nessa energia de compactação. À medida que se aumenta a tensão desvio, o valor do módulo tende a diminuir para essa umidade. Abaixo do teor ótimo, o módulo diminuiu com o aumento da umidade de compactação e aumenta com  $\sigma_d$ .

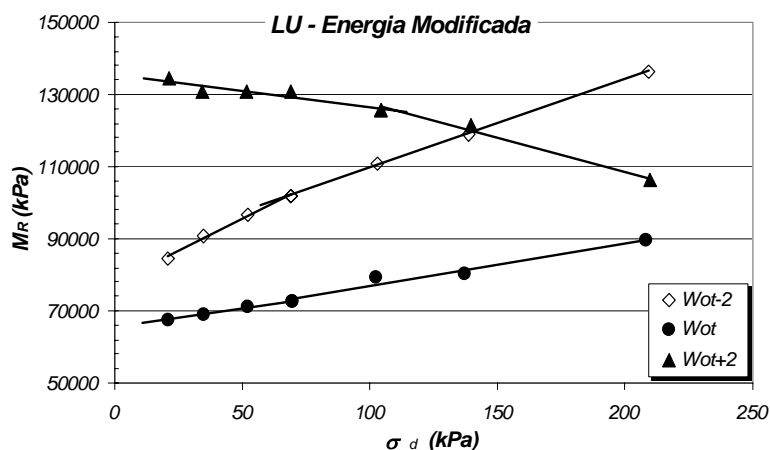
Na Tabela 22, a seguir, são mostrados modelos potenciais para a estimativa do módulo resiliente do solo LU na energia modificada.

**Tabela 22 – Modelos resilientes do tipo potencial para o solo LU na energia modificada**

LU - Modificada							
Variáveis	Modelo	W(%)	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>3</sub>	K <sub>4</sub>	R <sup>2</sup>
σ <sub>d</sub>	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·σ <sub>d</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup>	Wot-2%	44155	0,203	-	-	0,9728
		Wot	45006	0,121	-	-	0,9126
		Wot+2%	180032	-0,085	-	-	0,7266
σ <sub>3</sub>	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·σ <sub>3</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup>	Wot-2%	1,07E-25	22,347	-	-	0,0803
		Wot	4,7E+17	-9,526	-	-	0,0396
		Wot+2%	6054,02	0,980	-	-	0,0008
θ	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·θ <sup>k<sub>2</sub></sup>	Wot-2%	13954	0,405	-	-	0,9987
		Wot	22058	0,247	-	-	0,9712
		Wot+2%	305627	-0,179	-	-	0,8325
σ <sub>3</sub> ;σ <sub>d</sub>	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·σ <sub>3</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup> ·σ <sub>d</sub> <sup>k<sub>3</sub></sup>	Wot-2%	1,1E+18	-9,987	0,213	-	0,9864
		Wot	3,8E+13	-6,648	0,120	-	0,9318
		Wot+2%	0,028	5,075	-0,087	-	0,7473
σ <sub>d</sub> ;E <sub>50%</sub>	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·σ <sub>d</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup> ·E <sub>50%</sub> <sup>k<sub>3</sub></sup>	Wot-2%	44155	0,203	0	-	0,9728
		Wot	4,7E+09	0,121	-1,061	-	0,9126
		Wot+2%	4,9E+09	-0,085	-1,000	-	0,7266
σ <sub>d</sub> ;σ <sub>r</sub>	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·σ <sub>d</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup> ·σ <sub>r</sub> <sup>k<sub>3</sub></sup>	Wot-2%	90083	0,203	-0,102	-	0,9728
		Wot	45006	0,121	0	-	0,9126
		Wot+2%	235992	-0,085	-0,043	-	0,7266
σ <sub>d</sub> ;CBR	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·σ <sub>d</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup> ·CBR <sup>k<sub>3</sub></sup>	Wot-2%	2082,967	0,203	0,961	-	0,9728
		Wot	2,4E+08	0,121	-3,172	-	0,9126
		Wot+2%	0,1988	-0,085	17,397	-	0,7266
θ;E <sub>50%</sub>	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·θ <sup>k<sub>2</sub></sup> ·E <sub>50%</sub> <sup>k<sub>3</sub></sup>	Wot-2%	160330	0,405	-0,202	-	0,9987
		Wot	4,6E+09	0,247	-1,123	-	0,9712
		Wot+2%	1,3E+10	-0,179	-1,045	-	0,8325
θ;σ <sub>r</sub>	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·θ <sup>k<sub>2</sub></sup> ·σ <sub>r</sub> <sup>k<sub>3</sub></sup>	Wot-2%	13954	0,405	0,000	-	0,9987
		Wot	22058	0,247	0,000	-	0,9712
		Wot+2%	173133	-0,179	0,090	-	0,8325
θ;CBR	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·θ <sup>k<sub>2</sub></sup> ·CBR <sup>k<sub>3</sub></sup>	Wot-2%	14,232	0,405	2,167	-	0,9987
		Wot	1,4E+32	0,247	-23,637	-	0,9712
		Wot+2%	8,2E-16	-0,179	60,080	-	0,8325
σ <sub>3</sub> ;σ <sub>d</sub> ;E <sub>50%</sub>	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·σ <sub>3</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup> ·σ <sub>d</sub> <sup>k<sub>3</sub></sup> ·E <sub>50%</sub> <sup>k<sub>4</sub></sup>	Wot-2%	7,2E-09	-9,987	0,213	4,993	0,9864
		Wot	4,0E+18	-6,648	0,120	-1,060	0,9318
		Wot+2%	1,8E-03	5,075	-0,087	0,269	0,7473
σ <sub>3</sub> ;σ <sub>d</sub> ;σ <sub>r</sub>	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·σ <sub>3</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup> ·σ <sub>d</sub> <sup>k<sub>3</sub></sup> ·σ <sub>r</sub> <sup>k<sub>4</sub></sup>	Wot-2%	2,E+18	-9,987	0,213	-0,107	0,9864
		Wot	5,6E+03	-6,648	0,120	3,324	0,9318
		Wot+2%	3,6E+05	5,075	-0,087	-2,581	0,7473
σ <sub>3</sub> ;σ <sub>d</sub> ;CBR	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·σ <sub>3</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup> ·σ <sub>d</sub> <sup>k<sub>3</sub></sup> ·CBR <sup>k<sub>4</sub></sup>	Wot-2%	1,E+35	-9,987	0,213	-12,316	0,9864
		Wot	1,5E+16	-6,648	0,120	-2,191	0,9318
		Wot+2%	0,0011	5,075	-0,087	4,138	0,7473

Os resultados do modelo potencial foram também, de um modo geral, muito bons. À exceção do modelo baseado unicamente em  $\sigma_3$  os valores do coeficiente de determinação apresentaram valores altos, da ordem de aproximadamente 0,74 a 0,99. O estado de tensão influencia de maneira direta ou inversa, de acordo com o teor de umidade, não havendo um comportamento único.

O modelo bilinear foi analisado e apresentou os seguintes resultados, conforme ilustra a Figura 40:



**Figura 40** – Modelo bilinear para o solo LU na energia modificada de compactação

Para cada teor de umidade ensaiado, as expressões obtidas foram as que se seguem:

- $W_{ot-2\%}$

$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (k_1 - \sigma_d) \quad \text{para } k_1 > \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 101636 - 246,0 \cdot (67,58 - \sigma_d)$$

$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (\sigma_d - k_1) \quad \text{para } k_1 < \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 101636 + 353,7 \cdot (\sigma_d - 67,58)$$

- $W_{ot}$

$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (k_1 - \sigma_d) \quad \text{para } k_1 > \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 66409 - 116,78 \cdot (9,04 - \sigma_d)$$

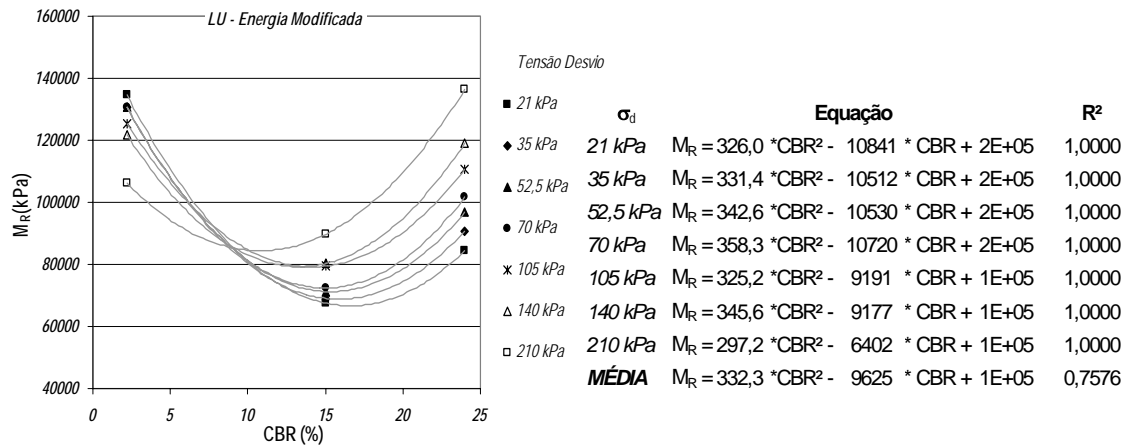
$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (\sigma_d - k_1) \quad \text{para } k_1 < \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 66409 + 103,5 \cdot (\sigma_d - 9,04)$$

- $W_{ot+2\%}$

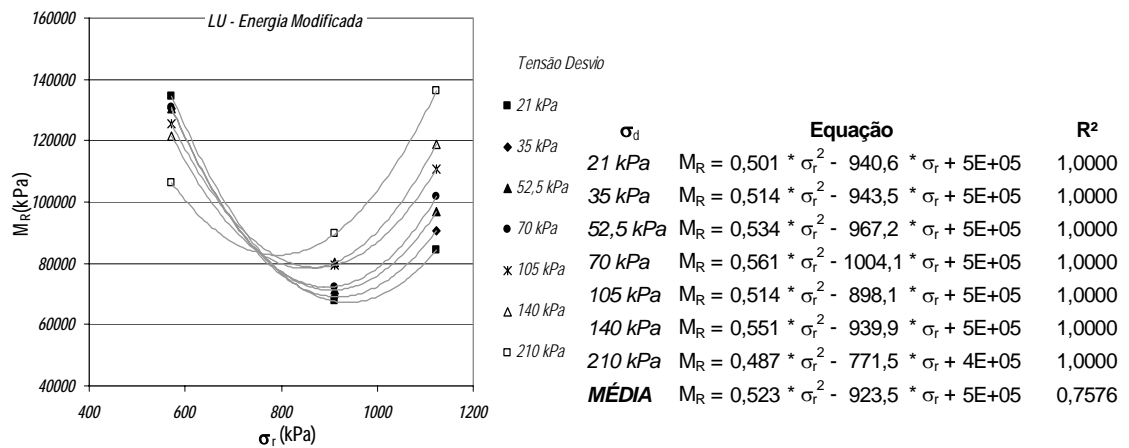
$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (k_1 - \sigma_d) \quad \text{para } k_1 > \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 125425 + 91,12 \cdot (110,8 - \sigma_d)$$

$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (\sigma_d - k_1) \quad \text{para } k_1 < \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 125425 - 188,8 \cdot (\sigma_d - 110,8)$$

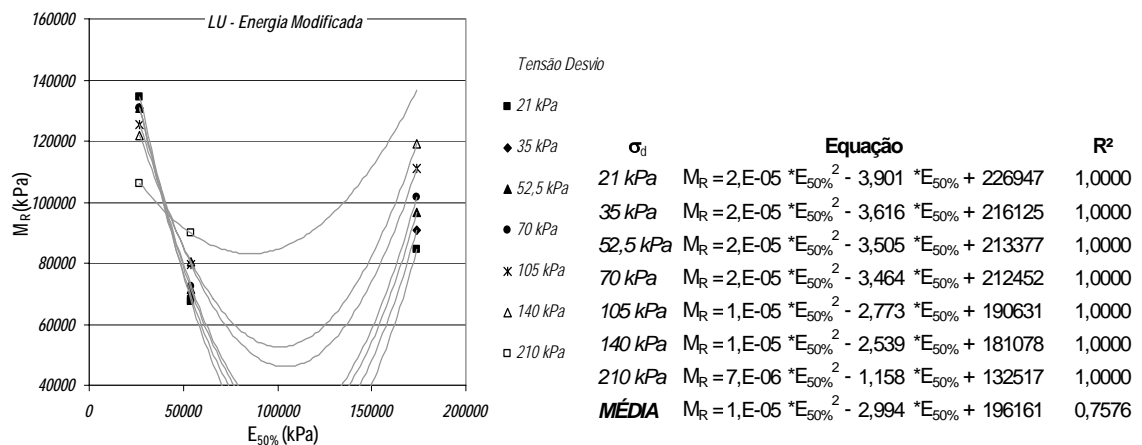
O módulo resiliente se relaciona com o CBR,  $\sigma_r$  e  $E_{50}$ , sob vários níveis de tensão, de acordo com as Figuras 41, 42 e 43:



**Figura 41** – Relações  $M_R$  versus CBR para diferentes níveis de tensão – Solo LU – energia modificada



**Figura 42** – Relações  $M_R$  versus  $\sigma_r$  para diferentes níveis de tensão – Solo LU – energia modificada



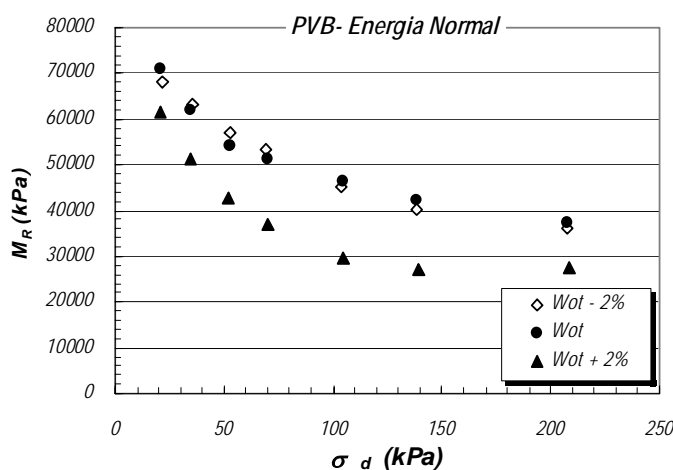
**Figura 43** – Relações  $M_R$  versus  $E_{50}$  para diferentes níveis de tensão – Solo LU – energia modificada

As relações, mais uma vez, não são lineares e não há uma tendência definida de acréscimo ou redução do módulo devido ao aumento da energia, quando comparado às outras energias de compactação apresentadas anteriormente. As relações médias que não consideram o estado de tensão não tiveram um ajuste tão bom quanto àsquelas válidas para somente uma tensão desvio (estado de tensão fixo).

#### 4.4.1.2 MODELOS RESILIENTES PARA O SOLO PVB

##### 4.4.1.2.1 ENERGIA NORMAL

A Figura 44 mostra a variação do módulo resiliente ( $M_R$ ) com a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) para o solo PVB compactado na energia normal.



**Figura 44** – Variação do módulo resiliente ( $M_R$ ) com a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) para o solo PVB na energia normal de compactação

O efeito do acréscimo no teor de umidade não é aqui tão acentuado, mas há uma tendência de diminuição do módulo com o aumento da umidade. Fica evidenciada a redução de  $M_R$  com a tensão desvio e uma tendência à constância.

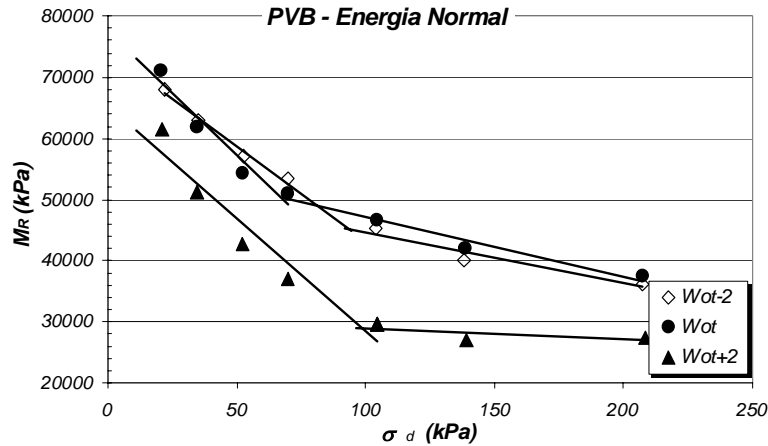
Na Tabela 23 a seguir são mostrados modelos para a estimativa do módulo resiliente do solo PVB na energia normal.

**Tabela 23 – Modelos resilientes do tipo potencial para o solo PVB na energia normal**

PVB - Normal							
Variáveis	Modelo	W(%)	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>3</sub>	K <sub>4</sub>	R <sup>2</sup>
σ <sub>d</sub>	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·σ <sub>d</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup>	Wot-2%	178331	-0,296	-	-	0,9768
		Wot	163733	-0,275	-	-	0,9975
		Wot+2%	199417	-0,392	-	-	0,9594
σ <sub>3</sub>	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·σ <sub>3</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup>	Wot-2%	95733	-0,206	-	-	8,0E-06
		Wot	4,6E+78	-55,085	-	-	0,3578
		Wot+2%	2,4E+79	-55,688	-	-	0,2552
θ	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·θ <sup>k<sub>2</sub></sup>	Wot-2%	919909	-0,582	-	-	0,9909
		Wot	735429	-0,536	-	-	0,9754
		Wot+2%	1,6E+06	-0,748	-	-	0,8980
σ <sub>3</sub> ;σ <sub>d</sub>	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·σ <sub>3</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup> ·σ <sub>d</sub> <sup>k<sub>3</sub></sup>	Wot-2%	1,9E+10	-3,743	-0,297	-	0,9795
		Wot	6,8E+11	-4,941	-0,267	-	0,9995
		Wot+2%	3,2E+27	-16,560	-0,369	-	0,9786
σ <sub>d</sub> ;E <sub>50%</sub>	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·σ <sub>d</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup> ·E <sub>50%</sub> <sup>k<sub>3</sub></sup>	Wot-2%	1,7E+09	-0,296	-0,852	-	0,9768
		Wot	3,1E+13	-0,275	-1,862	-	0,9975
		Wot+2%	199417	-0,392	0	-	0,9594
σ <sub>d</sub> ;σ <sub>r</sub>	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·σ <sub>d</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup> ·σ <sub>r</sub> <sup>k<sub>3</sub></sup>	Wot-2%	76703	-0,296	0,148	-	0,9768
		Wot	0,880	-0,275	2,138	-	0,9975
		Wot+2%	68031	-0,392	0,196	-	0,9594
σ <sub>d</sub> ;CBR	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·σ <sub>d</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup> ·CBR <sup>k<sub>3</sub></sup>	Wot-2%	8,0E-53	-0,296	60,099	-	0,9768
		Wot	4,5E-101	-0,275	116,89	-	0,9975
		Wot+2%	40,951	-0,392	4,739	-	0,9594
θ;E <sub>50%</sub>	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·θ <sup>k<sub>2</sub></sup> ·E <sub>50%</sub> <sup>k<sub>3</sub></sup>	Wot-2%	4,2E+10	-0,582	-1,000	-	0,9909
		Wot	5,8E+14	-0,536	-2,000	-	0,9754
		Wot+2%	2,8E+09	-0,748	-0,748	-	0,8980
θ;σ <sub>r</sub>	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·θ <sup>k<sub>2</sub></sup> ·σ <sub>r</sub> <sup>k<sub>3</sub></sup>	Wot-2%	174876	-0,582	0,291	-	0,9909
		Wot	1,881	-0,536	2,268	-	0,9754
		Wot+2%	200822	-0,748	0,374	-	0,8980
θ;CBR	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·θ <sup>k<sub>2</sub></sup> ·CBR <sup>k<sub>3</sub></sup>	Wot-2%	96,588	-0,582	4,170	-	0,9909
		Wot	1,9E+08	-0,536	-2,673	-	0,9754
		Wot+2%	182715	-0,748	1,197	-	0,8980
σ <sub>3</sub> ;σ <sub>d</sub> ;E <sub>50%</sub>	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·σ <sub>3</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup> ·σ <sub>d</sub> <sup>k<sub>3</sub></sup> ·E <sub>50%</sub> <sup>k<sub>4</sub></sup>	Wot-2%	1,8E+14	-3,743	-0,297	-0,852	0,9795
		Wot	1,4E+09	-4,941	-0,267	0,604	0,9995
		Wot+2%	3,5E-09	-16,560	-0,369	8,280	0,9786
σ <sub>3</sub> ;σ <sub>d</sub> ;σ <sub>r</sub>	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·σ <sub>3</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup> ·σ <sub>d</sub> <sup>k<sub>3</sub></sup> ·σ <sub>r</sub> <sup>k<sub>4</sub></sup>	Wot-2%	8,1E+09	-3,743	-0,297	0,148	0,9795
		Wot	3,7E+06	-4,941	-0,267	2,133	0,9995
		Wot+2%	6,1E+46	-16,560	-0,369	-8,096	0,9786
σ <sub>3</sub> ;σ <sub>d</sub> ;CBR	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·σ <sub>3</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup> ·σ <sub>d</sub> <sup>k<sub>3</sub></sup> ·CBR <sup>k<sub>4</sub></sup>	Wot-2%	1,3E-125	-3,743	-0,297	141,63	0,9795
		Wot	4,8E-70	-4,941	-0,267	89,859	0,9995
		Wot+2%	1,2E+28	-16,560	-0,369	-0,757	0,9786

O modelo potencial apresentou resultados muito satisfatórios com valores de  $R^2$  bastante elevados, acima de 0,90 na maioria das equações. Como previsto na literatura, houve uma relação inversamente proporcional entre  $M_R$  e o estado de tensão, representada pelos coeficientes de regressão negativos relacionados a  $\sigma_d$ ,  $\sigma_3$  e  $\theta$ .

O modelo bilinear foi analisado e apresentou os seguintes resultados, conforme ilustra a Figura 45:



**Figura 45** – Modelo bilinear para o solo PVB na energia normal de compactação

Para cada teor de umidade ensaiado, as expressões obtidas foram as que se seguem:

- $W_{ot-2\%}$

$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (k_1 - \sigma_d) \quad \text{para } k_1 > \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 45192 + 309,9 \cdot (93,73 - \sigma_d)$$

$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (\sigma_d - k_1) \quad \text{para } k_1 < \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 45192 - 83,39 \cdot (\sigma_d - 93,73)$$

- $W_{ot}$

$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (k_1 - \sigma_d) \quad \text{para } k_1 > \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 50504 + 402,7 \cdot (66,82 - \sigma_d)$$

$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (\sigma_d - k_1) \quad \text{para } k_1 < \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 50504 - 98,54 \cdot (\sigma_d - 66,82)$$

- $W_{ot+2\%}$

$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (k_1 - \sigma_d) \quad \text{para } k_1 > \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 28903 + 368,6 \cdot (90,46 - \sigma_d)$$

$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (\sigma_d - k_1) \quad \text{para } k_1 < \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 28903 - 16,79 \cdot (\sigma_d - 90,46)$$

O módulo resiliente se relaciona com o CBR,  $\sigma_r$  e  $E_{50}$ , sob vários níveis de tensão, de acordo com as Figuras 46, 47 e 48:

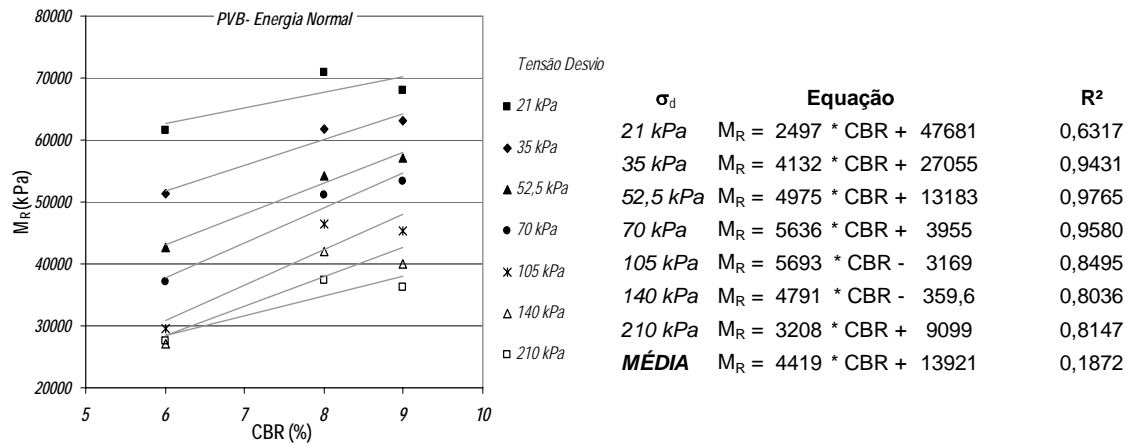


Figura 46 – Relações  $M_R$  versus CBR para diferentes níveis de tensão – Solo PVB – energia normal

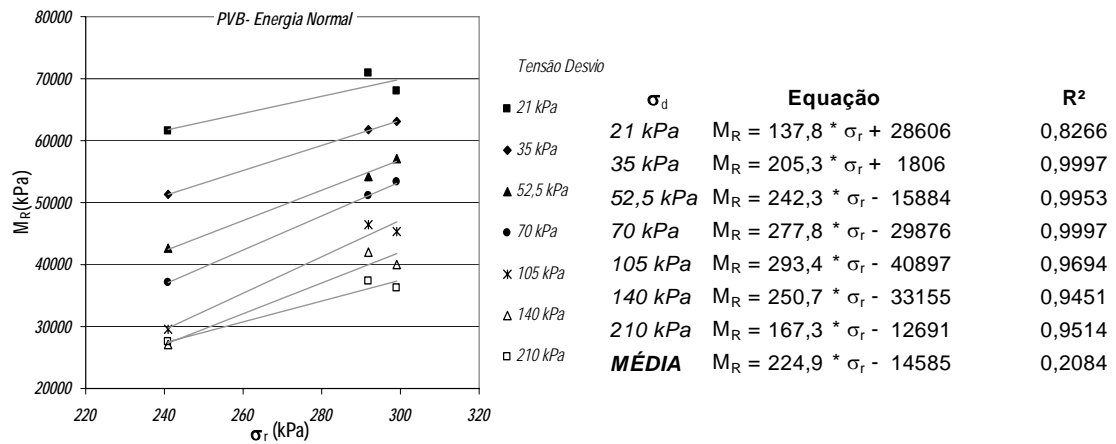


Figura 47 – Relações  $M_R$  versus  $\sigma_r$  para diferentes níveis de tensão – Solo PVB – energia normal

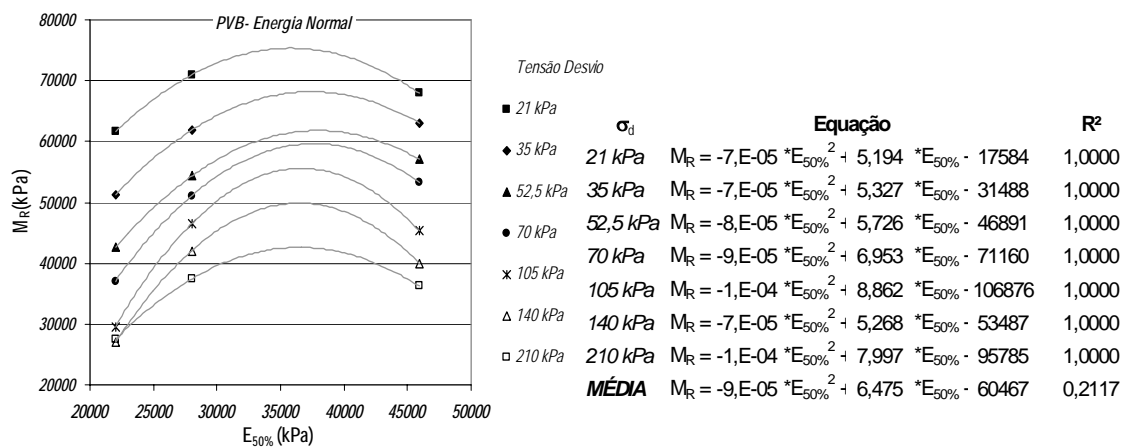


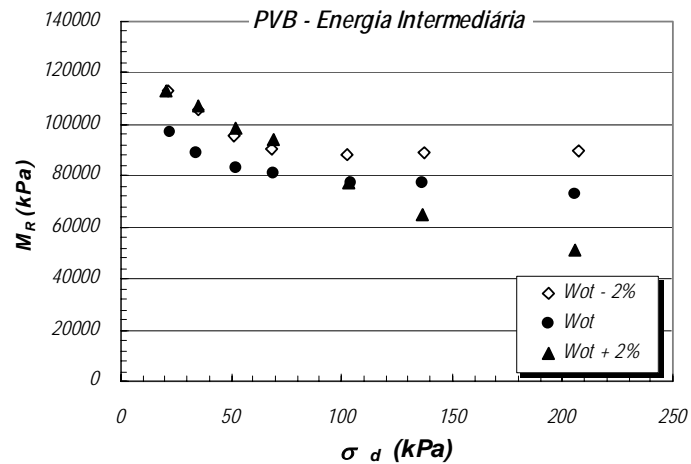
Figura 48 – Relações  $M_R$  versus  $E_{50}$  para diferentes níveis de tensão – Solo PVB – energia normal



Pelas figuras anteriormente apresentadas são visualizadas relações lineares de  $M_R$  com o CBR e  $\sigma_r$ , mas quando se utiliza  $E_{50}$ , uma expressão quadrática se ajusta melhor ao resultado. As relações, em geral, têm um ajuste muito bom, exceto as médias, que não devem ser utilizadas. Fica evidenciada a influência do estado de tensão nas correlações formuladas.

#### 4.4.1.2.2 ENERGIA INTERMEDIÁRIA

A Figura 49 mostra a variação do módulo resiliente ( $M_R$ ) com a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) para o solo PVB compactado na energia intermediária.



**Figura 49** – Variação do módulo resiliente ( $M_R$ ) com a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) para o solo PVB na energia intermediária de compactação

O efeito do acréscimo do teor de umidade não é, mais uma vez, muito acentuado. Há uma certa tendência de diminuição do módulo com o aumento da umidade, mas nota-se que a baixos níveis de tensão, o módulo resiliente em  $W_{ot+2\%}$  atinge valores ligeiramente superiores do que em teores menores de umidade. Fica evidenciada a redução de  $M_R$  com a tensão desvio e a tendência à constância do módulo sob baixos teores de umidade.

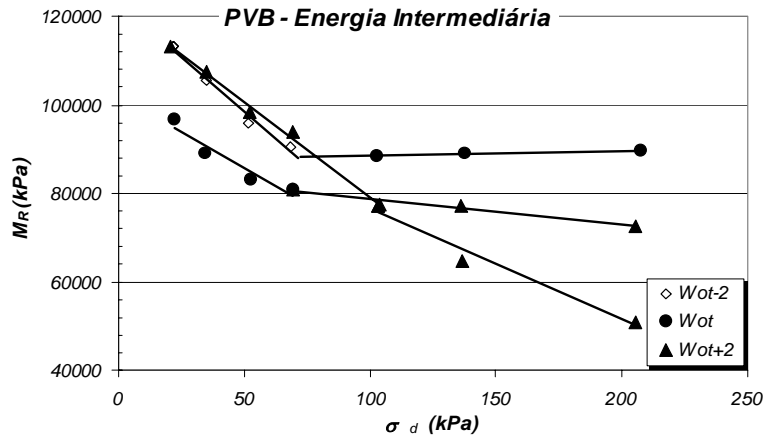
Na Tabela 24, a seguir, são mostrados modelos para a estimativa do módulo resiliente do solo PVB na energia intermediária.

**Tabela 24** – Modelos resilientes do tipo potencial para o solo PVB na energia intermediária

PVB - Intermediária							
Variáveis	Modelo	W(%)	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>3</sub>	K <sub>4</sub>	R <sup>2</sup>
$\sigma_d$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	Wot-2%	152710	-0,110	-	-	0,8113
		Wot	137116	-0,121	-	-	0,9662
		Wot+2%	365175	-0,348	-	-	0,9027
$\sigma_3$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$	Wot-2%	8,8E-20	17,908	-	-	0,8130
		Wot	7,5E+09	-3,699	-	-	0,0228
		Wot+2%	4,1E+84	-59,383	-	-	0,2930
$\theta$	$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2}$	Wot-2%	256968	-0,199	-	-	0,6782
		Wot	255243	-0,228	-	-	0,8998
		Wot+2%	2,9E+06	-0,715	-	-	0,9748
$\sigma_3; \sigma_d$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$	Wot-2%	1,4E-08	9,642	-0,059	-	0,8685
		Wot	8,1E+08	-2,812	-0,120	-	0,9793
		Wot+2%	3,1E-11	12,013	-0,373	-	0,9098
$\sigma_d; E_{50\%}$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot E_{50\%}^{k_3}$	Wot-2%	1,0E+10	-0,110	-0,972	-	0,8113
		Wot	1,611	-0,121	1,030	-	0,9662
		Wot+2%	144382	-0,348	0,087	-	0,9027
$\sigma_d; \sigma_r$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot \sigma_r^{k_3}$	Wot-2%	106701	-0,110	0,055	-	0,8113
		Wot	0,315	-0,121	2,060	-	0,9662
		Wot+2%	365175	-0,348	0	-	0,9027
$\sigma_d; CBR$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot CBR^{k_3}$	Wot-2%	1,1E+222	-0,110	-205,18	-	0,8113
		Wot	1,2E+06	-0,121	-0,810	-	0,9662
		Wot+2%	14170	-0,348	1,355	-	0,9027
$\theta; E_{50\%}$	$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2} \cdot E_{50\%}^{k_3}$	Wot-2%	1,3E+10	-0,199	-0,950	-	0,6782
		Wot	1,190	-0,228	1,114	-	0,8998
		Wot+2%	3,E+06	-0,715	0	-	0,9748
$\theta; \sigma_r$	$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2} \cdot \sigma_r^{k_3}$	Wot-2%	186082	-0,199	0,050	-	0,6782
		Wot	0,858	-0,228	2,000	-	0,8998
		Wot+2%	333339	-0,715	0,357	-	0,9748
$\theta; CBR$	$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2} \cdot CBR^{k_3}$	Wot-2%	8,5E+20	-0,199	-14,683	-	0,6782
		Wot	8505,41	-0,228	1,296	-	0,8998
		Wot+2%	2,1E+113	-0,715	-102,60	-	0,9748
$\sigma_3; \sigma_d; E_{50\%}$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \cdot E_{50\%}^{k_4}$	Wot-2%	1,2E-15	9,642	-0,059	1,425	0,8685
		Wot	9538,60	-2,812	-0,120	1,030	0,9793
		Wot+2%	1,1E-11	12,013	-0,373	0,093	0,9098
$\sigma_3; \sigma_d; \sigma_r$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \cdot \sigma_r^{k_4}$	Wot-2%	1,2E-08	9,642	-0,059	0,029	0,8685
		Wot	1864,26	-2,812	-0,120	2,060	0,9793
		Wot+2%	3,1E-11	12,013	-0,373	0	0,9098
$\sigma_3; \sigma_d; CBR$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \cdot CBR^{k_4}$	Wot-2%	4,5E-34	9,642	-0,059	24,123	0,8685
		Wot	2,2E+09	-2,812	-0,120	-0,385	0,9793
		Wot+2%	4251,15	12,013	-0,373	-13,578	0,9098

Os resultados foram muito bons em grande parte dos casos apresentados na Tabela 24, com coeficientes de determinação ( $R^2$ ) satisfatórios. Como previsto, foi verificado que o módulo resiliente tem influência inversa do estado de tensão. Os coeficientes de regressão apresentaram valores negativos quando associados à tensão desvio e ao primeiro invariante de tensões.

O modelo bilinear foi analisado e apresentou os seguintes resultados, conforme ilustra a Figura 50:



**Figura 50** – Modelo bilinear para o solo PVB na energia intermediária de compactação

Para cada teor de umidade ensaiado, as expressões obtidas foram as que se seguem:

- $W_{ot-2\%}$

$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (k_1 - \sigma_d) \quad \text{para } k_1 > \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 88292 + 493,6 \cdot (70,32 - \sigma_d)$$

$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (\sigma_d - k_1) \quad \text{para } k_1 < \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 88292 + 10,01 \cdot (\sigma_d - 70,32)$$

- $W_{ot}$

$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (k_1 - \sigma_d) \quad \text{para } k_1 > \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 80662 + 328,6 \cdot (64,94 - \sigma_d)$$

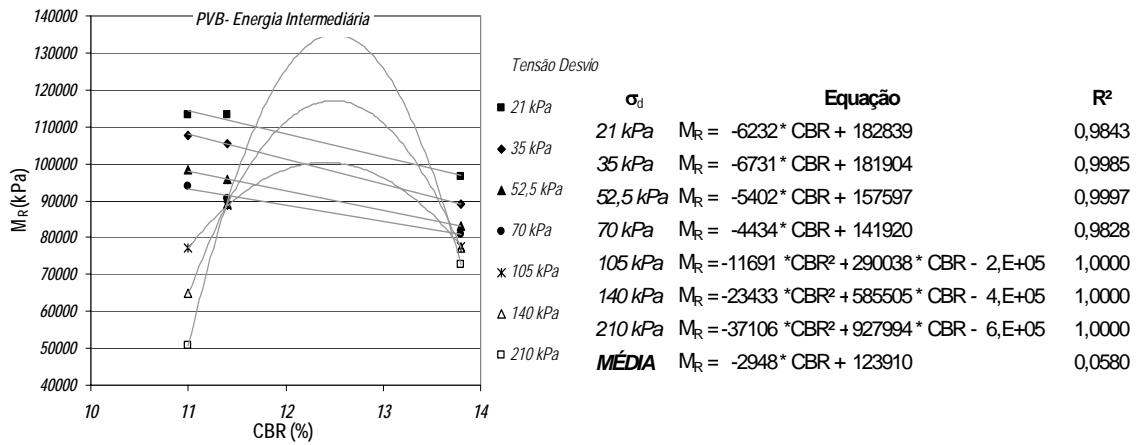
$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (\sigma_d - k_1) \quad \text{para } k_1 < \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 80662 - 56,95 \cdot (\sigma_d - 64,94)$$

- $W_{ot+2\%}$

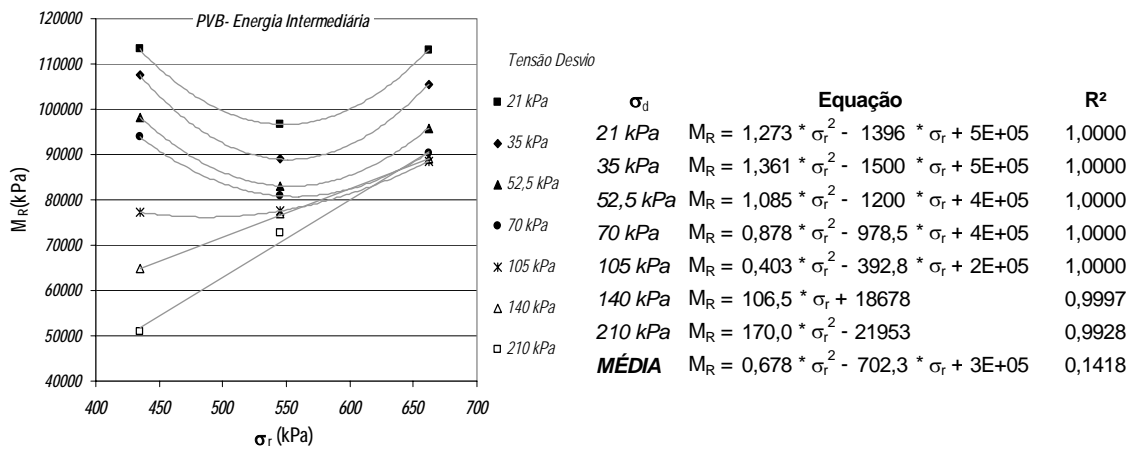
$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (k_1 - \sigma_d) \quad \text{para } k_1 > \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 72727 + 430,3 \cdot (114,9 - \sigma_d)$$

$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (\sigma_d - k_1) \quad \text{para } k_1 < \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 72727 - 250,3 \cdot (\sigma_d - 114,9)$$

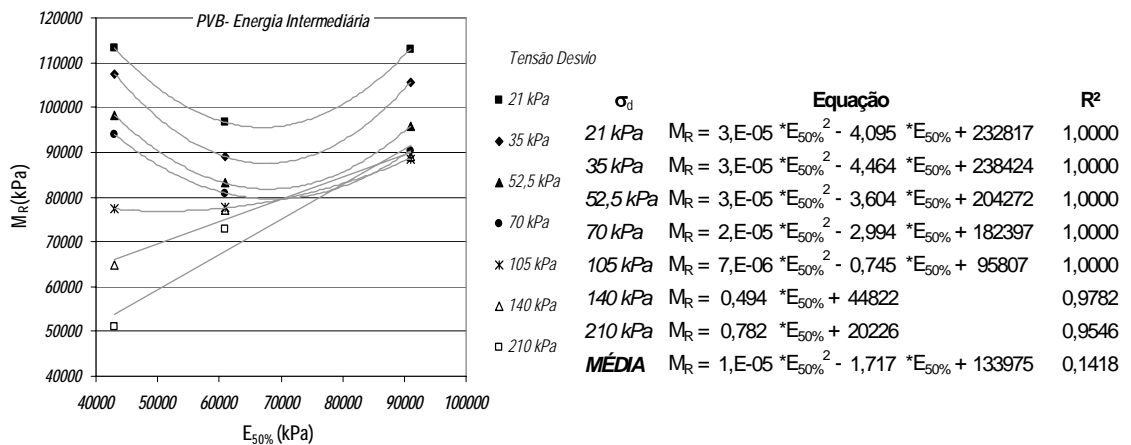
O módulo resiliente se relaciona com o CBR,  $\sigma_r$  e  $E_{50}$ , sob vários níveis de tensão, nas formas apresentadas pelas figuras 51, 52 e 53.



**Figura 51** – Relações  $M_R$  versus CBR para diferentes níveis de tensão – Solo PVB – energia intermediária



**Figura 52** – Relações  $M_R$  versus  $\sigma_r$  para diferentes níveis de tensão – Solo PVB – energia intermediária

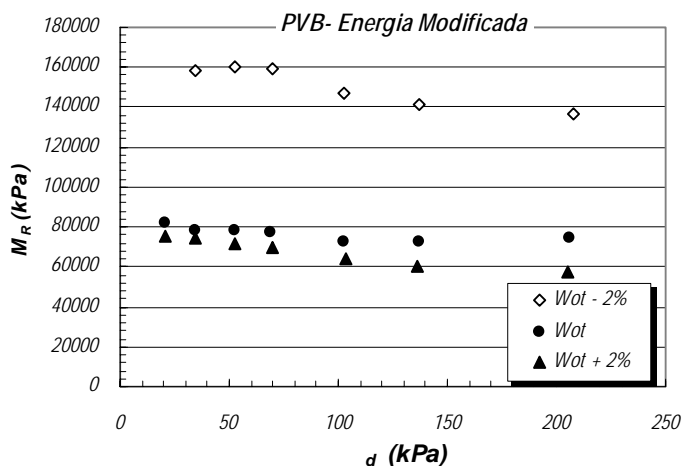


**Figura 53** – Relações  $M_R$  versus  $E_{50}$  para diferentes níveis de tensão – Solo PVB – energia intermediária

Nessa energia de compactação ocorre uma situação única dentre todos os casos analisados. A partir de 105 kPa de tensão desvio, as relações deixam de ser lineares e passam a ser quadráticas ou vice-versa. Em qualquer um dos tipos de regressão, os resultados foram muito bons para um mesmo estado de tensão. Entretanto, uma relação média não obteve resultados satisfatórios. Há de se prestar atenção no fato de que houve um aumento considerável no valor do módulo resiliente em relação à energia normal.

#### 4.4.1.2.3 ENERGIA MODIFICADA

A Figura 54 mostra a variação do módulo resiliente ( $M_R$ ) com a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) para o solo PVB compactado na energia modificada.



**Figura 54** – Variação do módulo resiliente ( $M_R$ ) com a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) para o solo PVB na energia modificada de compactação

Como aconteceu com as outras energias de compactação, há uma redução de  $M_R$  com o aumento do teor de umidade para o solo PVB. Entretanto, dessa vez o efeito é bem nítido quando se passa do estado mais seco para a umidade ótima. E mais uma vez, o módulo resiliente apresenta um decréscimo com  $\sigma_d$ .

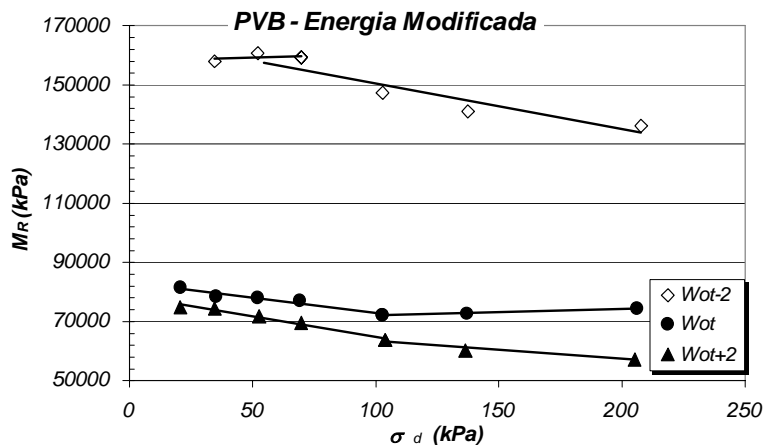
Na Tabela 25, a seguir, são mostrados modelos para a estimativa do módulo resiliente do solo PVB na energia modificada.

**Tabela 25** – Modelos resilientes do tipo potencial para o solo PVB na energia modificada

PVB - Modificada							
Variáveis	Modelo	W(%)	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>3</sub>	K <sub>4</sub>	R <sup>2</sup>
σ <sub>d</sub>	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·σ <sub>d</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup>	Wot-2%	231845	-0,098	-	-	0,8540
		Wot	93929	-0,049	-	-	0,7928
		Wot+2%	115898	-0,129	-	-	0,9249
σ <sub>3</sub>	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·σ <sub>3</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup>	Wot-2%	6,7E+20	-11,659	-	-	0,2927
		Wot	3,0E-15	14,445	-	-	0,4588
		Wot+2%	2,1E-27	23,467	-	-	0,7368
θ	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·θ <sup>k<sub>2</sub></sup>	Wot-2%	370238	-0,179	-	-	0,9010
		Wot	120513	-0,092	-	-	0,7075
		Wot+2%	247931	-0,263	-	-	0,9755
σ <sub>3</sub> ;σ <sub>d</sub>	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·σ <sub>3</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup> ·σ <sub>d</sub> <sup>k<sub>3</sub></sup>	Wot-2%	1,9E+13	-5,918	-0,089	-	0,9217
		Wot	9,7E-05	6,677	-0,040	-	0,8667
		Wot+2%	7,4E-05	6,813	-0,102	-	0,9474
σ <sub>d</sub> ;E <sub>50%</sub>	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·σ <sub>d</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup> ·E <sub>50%</sub> <sup>k<sub>3</sub></sup>	Wot-2%	2,028	-0,098	1,000	-	0,8540
		Wot	81788	-0,049	0,012	-	0,7928
		Wot+2%	1,356	-0,129	1,064	-	0,9249
σ <sub>d</sub> ;σ <sub>r</sub>	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·σ <sub>d</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup> ·σ <sub>r</sub> <sup>k<sub>3</sub></sup>	Wot-2%	165961	-0,098	0,049	-	0,8540
		Wot	83958	-0,049	0,016	-	0,7928
		Wot+2%	115898	-0,129	0	-	0,9249
σ <sub>d</sub> ;CBR	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·σ <sub>d</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup> ·CBR <sup>k<sub>3</sub></sup>	Wot-2%	1,7E-71	-0,098	68,358	-	0,8540
		Wot	3,9E-08	-0,049	9,436	-	0,7928
		Wot+2%	826683	-0,129	-0,707	-	0,9249
θ,E <sub>50%</sub>	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·θ <sup>k<sub>2</sub></sup> ·E <sub>50%</sub> <sup>k<sub>3</sub></sup>	Wot-2%	1,146	-0,179	1,089	-	0,9010
		Wot	71731	-0,092	0,046	-	0,7075
		Wot+2%	2,861	-0,263	1,066	-	0,9755
θ,σ <sub>r</sub>	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·θ <sup>k<sub>2</sub></sup> ·σ <sub>r</sub> <sup>k<sub>3</sub></sup>	Wot-2%	109446	-0,179	0,179	-	0,9010
		Wot	87903	-0,092	0,046	-	0,7075
		Wot+2%	590877	-0,263	-0,131	-	0,9755
θ,CBR	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·θ <sup>k<sub>2</sub></sup> ·CBR <sup>k<sub>3</sub></sup>	Wot-2%	2,8E+09	-0,179	-3,488	-	0,9010
		Wot	4,0E-06	-0,092	7,989	-	0,7075
		Wot+2%	204,55	-0,263	2,555	-	0,9755
σ <sub>3</sub> ;σ <sub>d</sub> ;E <sub>50%</sub>	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·σ <sub>3</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup> ·σ <sub>d</sub> <sup>k<sub>3</sub></sup> ·E <sub>50%</sub> <sup>k<sub>4</sub></sup>	Wot-2%	1,7E+08	-5,918	-0,089	1,000	0,9217
		Wot	13313,3	6,677	-0,040	-1,659	0,8667
		Wot+2%	0,078	6,813	-0,102	-0,652	0,9474
σ <sub>3</sub> ;σ <sub>d</sub> ;σ <sub>r</sub>	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·σ <sub>3</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup> ·σ <sub>d</sub> <sup>k<sub>3</sub></sup> ·σ <sub>r</sub> <sup>k<sub>4</sub></sup>	Wot-2%	24227	-5,918	-0,089	3,003	0,9217
		Wot	0,184	6,677	-0,040	-1,099	0,8667
		Wot+2%	447431	6,813	-0,102	-3,407	0,9474
σ <sub>3</sub> ;σ <sub>d</sub> ;CBR	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·σ <sub>3</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup> ·σ <sub>d</sub> <sup>k<sub>3</sub></sup> ·CBR <sup>k<sub>4</sub></sup>	Wot-2%	2,4E-22	-5,918	-0,089	31,346	0,9217
		Wot	1,0E-17	6,677	-0,040	9,896	0,8667
		Wot+2%	0,0012	6,813	-0,102	-1,015	0,9474

Os resultados foram muito bons em grande parte dos casos apresentados na Tabela 25, com valores de  $R^2$  sempre acima de 0,70, exceto nas relações baseadas exclusivamente em  $s_3$ . Mais uma vez, para esse e solo, foi verificado que o módulo resiliente é inversamente proporcional ao estado de tensão: os coeficientes de regressão apresentaram valores negativos quando associados à tensão desvio e ao primeiro invariante de tensões.

O modelo bilinear foi analisado e apresentou os resultados mostrados na Figura 55:



**Figura 55** – Modelo bilinear para o solo PVB na energia modificada de compactação

Para cada teor de umidade ensaiado, as expressões obtidas foram as que se seguem:

- $W_{ot-2\%}$

$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (k_1 - \sigma_d) \quad \text{para } k_1 > \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 159028 - 29,77 \cdot (43,95 - \sigma_d)$$

$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (\sigma_d - k_1) \quad \text{para } k_1 < \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 159028 - 153,4 \cdot (\sigma_d - 73,95)$$

- $W_{ot}$

$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (k_1 - \sigma_d) \quad \text{para } k_1 > \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 72312 + 102,36 \cdot (106,5 - \sigma_d)$$

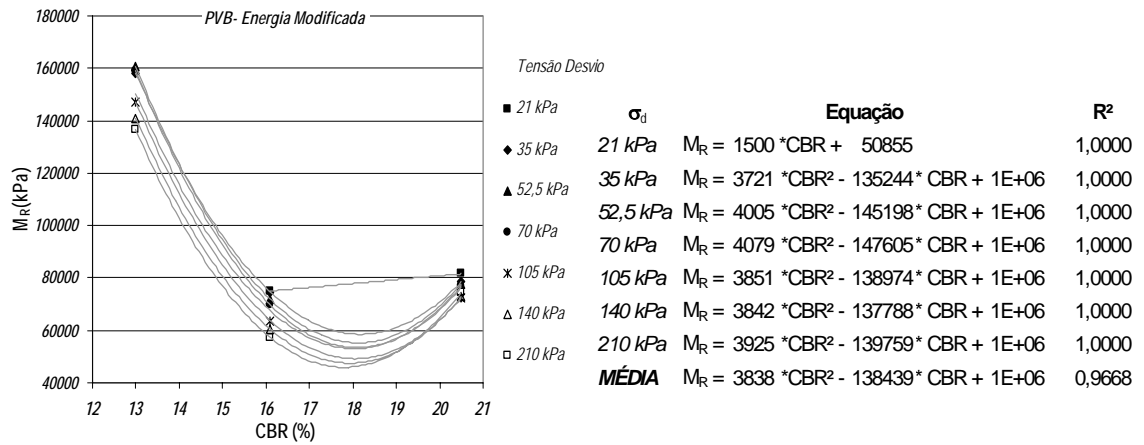
$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (\sigma_d - k_1) \quad \text{para } k_1 < \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 72312 + 21,12 \cdot (\sigma_d - 106,5)$$

- $W_{ot+2\%}$

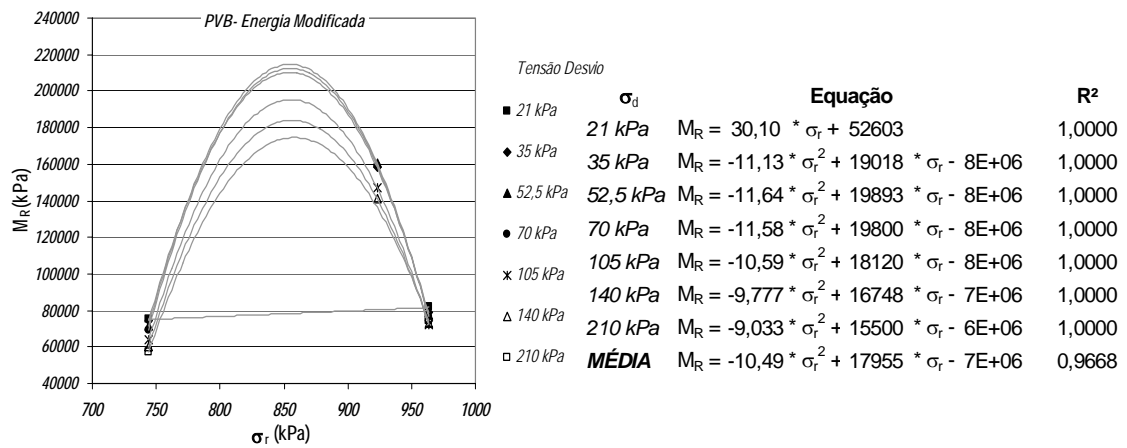
$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (k_1 - \sigma_d) \quad \text{para } k_1 > \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 62348 + 140,8 \cdot (117,0 - \sigma_d)$$

$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (\sigma_d - k_1) \quad \text{para } k_1 < \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 62348 - 60,24 \cdot (\sigma_d - 117,0)$$

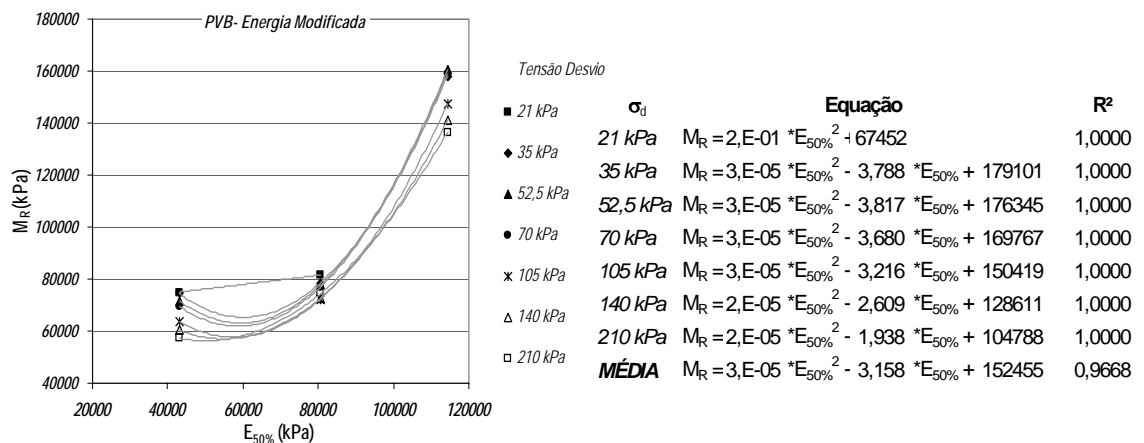
O módulo resiliente se relaciona com o CBR,  $\sigma_r$  e  $E_{50}$ , sob vários níveis de tensão, nas seguintes formas apresentadas pelas Figuras 56, 57 e 58:



**Figura 56** – Relações  $M_R$  versus CBR para diferentes níveis de tensão – Solo PVB – energia modificada



**Figura 57** – Relações  $M_R$  versus  $\sigma_r$  para diferentes níveis de tensão – Solo PVB – energia modificada



**Figura 58** – Relações  $M_R$  versus  $E_{50}$  para diferentes níveis de tensão – Solo PVB – energia modificada

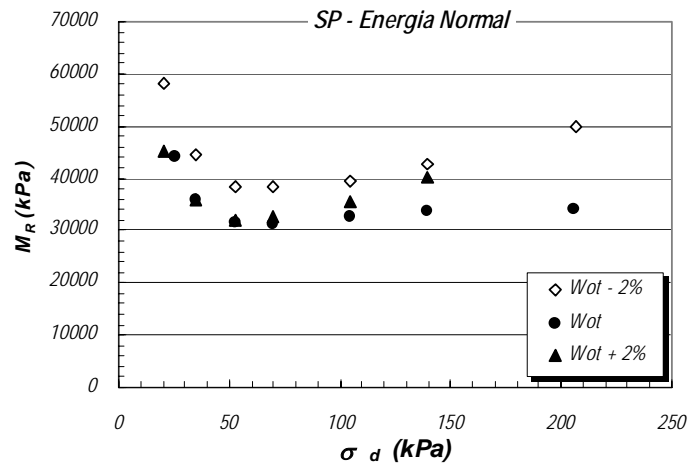


Nessa energia de compactação, as relações não lineares ilustradas pelas figuras anteriores não permitem concluir sobre o aumento ou redução de  $M_R$  com o CBR,  $\sigma_r$  e  $E_{50}$ , nem mesmo em relação às outras energias de compactação. Os coeficientes de determinação para qualquer estado de tensão tem valores muito altos, até mesmo quando se refere à relação média válida para qualquer tensão desvio, com valores da ordem de 0,97.

#### 4.4.1.1 MODELOS RESILIENTES PARA O SOLO SP

##### 4.4.1.3.1 ENERGIA NORMAL

A Figura 59 mostra a variação do módulo resiliente ( $M_R$ ) com a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) para o solo SP compactado na energia normal. Vale destacar que este solo é o que apresenta comportamento resiliente mais expressivo, de tipo II tendendo a III, de acordo com o DNER (1996).



**Figura 59** – Variação do módulo resiliente ( $M_R$ ) com a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) para o solo SP na energia normal de compactação

Neste caso, há uma certa tendência à redução de  $M_R$  com o aumento do teor de umidade de compactação, embora este efeito não seja bem definido para  $W_{ot}$  e  $W_{ot+2\%}$ . De uma maneira geral, como a faixa de valores é bem reduzida, pode-se dizer que a umidade não tem grande influência sobre os resultados do módulo resiliente.

É interessante observar para esse solo um novo modelo de comportamento. No princípio há um decréscimo do valor do módulo com  $\sigma_d$ . A partir de uma certa tensão ( $\pm 70$  kPa) os valores de  $M_R$  começam a aumentar.

Na Tabela 26 a seguir são mostrados modelos para a estimativa do módulo resiliente do solo SP na energia normal.

**Tabela 26** – Modelos resilientes do tipo potencial para o solo SP na energia normal

SP - Normal							
Variáveis	Modelo	W(%)	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>3</sub>	K <sub>4</sub>	R <sup>2</sup>
σ <sub>d</sub>	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·σ <sub>d</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup>	Wot-2%	57371	-0,062	-	-	0,1053
		Wot	50061	-0,087	-	-	0,3093
		Wot+2%	47085	-0,061	-	-	0,1052
σ <sub>3</sub>	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·σ <sub>3</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup>	Wot-2%	1,1E+29	-18,167	-	-	0,1533
		Wot	5,7E+65	-45,614	-	-	0,5933
		Wot+2%	9,2E-16	14,610	-	-	0,4245
θ	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·θ <sup>k<sub>2</sub></sup>	Wot-2%	60592	-0,064	-	-	0,0286
		Wot	67188	-0,133	-	-	0,2032
		Wot+2%	51960	-0,071	-	-	0,0299
σ <sub>3</sub> ;σ <sub>d</sub>	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·σ <sub>3</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup> ·σ <sub>d</sub> <sup>k<sub>3</sub></sup>	Wot-2%	7,8E+24	-15,022	-0,044	-	0,2008
		Wot	7,4E+59	-41,135	-0,068	-	0,7772
		Wot+2%	1,8E-14	13,703	-0,038	-	0,4638
σ <sub>d</sub> ;E <sub>50%</sub>	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·σ <sub>d</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup> ·E <sub>50%</sub> <sup>k<sub>3</sub></sup>	Wot-2%	2,5E-04	-0,062	2,000	-	0,1053
		Wot	83,889	-0,087	0,681	-	0,3093
		Wot+2%	5,6E-04	-0,061	2,031	-	0,1052
σ <sub>d</sub> ;σ <sub>r</sub>	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·σ <sub>d</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup> ·σ <sub>r</sub> <sup>k<sub>3</sub></sup>	Wot-2%	30655	-0,062	0,125	-	0,1053
		Wot	6,4E-05	-0,087	4,173	-	0,3093
		Wot+2%	3,143	-0,061	2,000	-	0,1052
σ <sub>d</sub> ;CBR	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·σ <sub>d</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup> ·CBR <sup>k<sub>3</sub></sup>	Wot-2%	9,0E-04	-0,062	8,261	-	0,1053
		Wot	0,018	-0,087	7,128	-	0,3093
		Wot+2%	0,0022	-0,061	50,20	-	0,1052
θ;E <sub>50%</sub>	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·θ <sup>k<sub>2</sub></sup> ·E <sub>50%</sub> <sup>k<sub>3</sub></sup>	Wot-2%	2,0E-04	-0,064	2,032	-	0,0286
		Wot	84,965	-0,133	0,711	-	0,2032
		Wot+2%	8,1E-04	-0,071	2,000	-	0,0299
θ;σ <sub>r</sub>	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·θ <sup>k<sub>2</sub></sup> ·σ <sub>r</sub> <sup>k<sub>3</sub></sup>	Wot-2%	43893	-0,064	0,064	-	0,0286
		Wot	1,405	-0,133	2,197	-	0,2032
		Wot+2%	4,0E-76	-0,071	38,370	-	0,0299
θ;CBR	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·θ <sup>k<sub>2</sub></sup> ·CBR <sup>k<sub>3</sub></sup>	Wot-2%	0,000	-0,064	10,124	-	0,0286
		Wot	19,950	-0,133	3,906	-	0,2032
		Wot+2%	3,4E-07	-0,071	76,506	-	0,0299
σ <sub>3</sub> ;σ <sub>d</sub> ;E <sub>50%</sub>	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·σ <sub>3</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup> ·σ <sub>d</sub> <sup>k<sub>3</sub></sup> ·E <sub>50%</sub> <sup>k<sub>4</sub></sup>	Wot-2%	1,4E-15	-15,022	-0,044	9,511	0,2008
		Wot	1,5E+29	-41,135	-0,068	7,534	0,7772
		Wot+2%	2,3E-22	13,703	-0,038	2,019	0,4638
σ <sub>3</sub> ;σ <sub>d</sub> ;σ <sub>r</sub>	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·σ <sub>3</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup> ·σ <sub>d</sub> <sup>k<sub>3</sub></sup> ·σ <sub>r</sub> <sup>k<sub>4</sub></sup>	Wot-2%	8,4E-09	-15,022	-0,044	15,110	0,2008
		Wot	2,7E-37	-41,135	-0,068	45,271	0,7772
		Wot+2%	1,2E-18	13,703	-0,038	2,000	0,4638
σ <sub>3</sub> ;σ <sub>d</sub> ;CBR	M <sub>R</sub> = k <sub>1</sub> ·σ <sub>3</sub> <sup>k<sub>2</sub></sup> ·σ <sub>d</sub> <sup>k<sub>3</sub></sup> ·CBR <sup>k<sub>4</sub></sup>	Wot-2%	6,4E+18	-15,022	-0,044	6,448	0,2008
		Wot	1,8E+30	-41,135	-0,068	32,806	0,7772
		Wot+2%	2,6E-04	13,703	-0,038	-69,58	0,4638

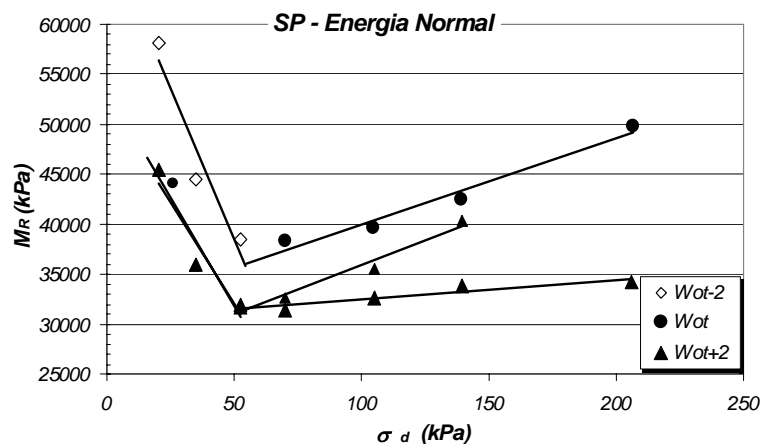
Os resultados para o modelo potencial não foram satisfatórios, com valores de  $R^2$  muito baixos e pouco representativos na maioria dos casos. Isto já era esperado, como se pôde ver pela Figura 59, na qual observa-se que não há uma tendência linear única entre os pontos. Tornou-se necessário então, analisar outro modelo que se ajustasse melhor à situação.

A Figura 59 ilustra que os pontos estão alinhados segundo um modelo parabólico. Partindo desta observação foi analisado um modelo polinomial cúbico que se ajustou muito bem à situação, conforme a Tabela 27.

**Tabela 27** – Modelos resilientes polinomiais para o solo SP na energia normal

SP - Normal								
Variáveis	Modelo	W(%)	a	b	c	d	e	R <sup>2</sup>
$\sigma_d$	$M_R = a + b^*(\sigma_d) + c^*(\sigma_d)^2 + d^*(\sigma_d)^3$	Wot-2%	75356	-1121,0	9,802	-0,024	-	0,9292
		Wot	58777	-829,4	7,408	-0,019	-	0,8640
		Wot+2%	64145	-1192,7	13,423	-0,044	-	0,9757
$\sigma_3$	$M_R = a + b^*(\sigma_3) + c^*(\sigma_3)^2 + d^*(\sigma_3)^3$	Wot-2%	7,3E+09	-1,0E+09	4,6E+07	-701394	-	0,1812
		Wot	-3,4E+09	5,0E+08	-2,4E+07	385900	-	0,7425
		Wot+2%	2,6E+10	-3,6E+09	1,6E+08	-2,5E+06	-	0,8062
$\theta$	$M_R = a + b^*(\theta) + c^*(\theta)^2 + d^*(\theta)^3$	Wot-2%	197309	-2699,1	14,399	-0,024	-	0,9322
		Wot	150499	-2045,5	11,151	-0,019	-	0,8656
		Wot+2%	218260	-3631,6	22,755	-0,045	-	0,9753
$\sigma_3, \sigma_d$	$M_R = a + b^*(\sigma_3) + c^*(\sigma_3) + d^*(\sigma_3)^2 + e^*(\sigma_d)^2$	Wot-2%	-1,6E+08	1,5E+07	-379,80	-3,3E+05	1,717	0,9084
		Wot	6,8E+08	-6,2E+07	-33,092	1,4E+06	0,134	0,7559
		Wot+2%	6,9E+07	-6,3E+06	-415,59	1,4E+05	2,305	0,9022

O modelo bilinear, como para os outros dois solos, foi analisado, conforme ilustra a Figura 60:



**Figura 60** – Modelo bilinear para o solo SP na energia normal de compactação

Para cada teor de umidade ensaiado, as expressões obtidas foram as que se seguem:

- $W_{ot-2\%}$

$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (k_1 - \sigma_d) \quad \text{para } k_1 > \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 35999 + 609,8 \cdot (54,18 - \sigma_d)$$

$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (\sigma_d - k_1) \quad \text{para } k_1 < \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 35999 + 86,58 \cdot (\sigma_d - 54,18)$$

- $W_{ot}$

$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (k_1 - \sigma_d) \quad \text{para } k_1 > \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 31474 + 434,12 \cdot (50,81 - \sigma_d)$$

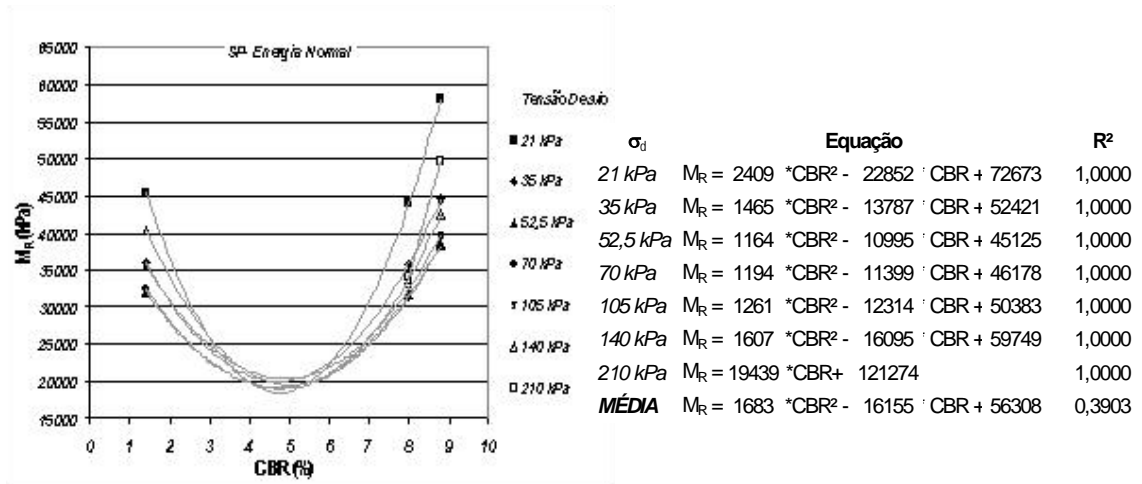
$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (\sigma_d - k_1) \quad \text{para } k_1 < \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 31474 + 19,69 \cdot (\sigma_d - 50,81)$$

- $W_{ot+2\%}$

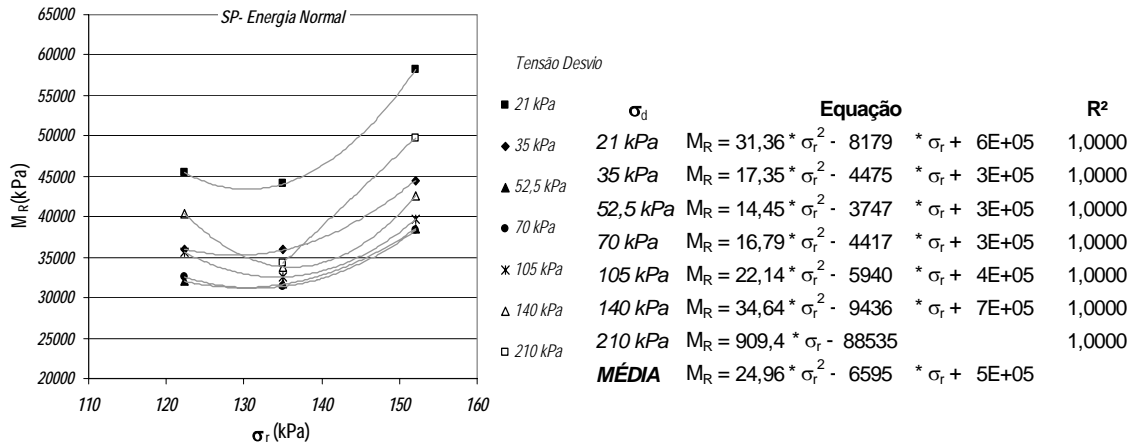
$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (k_1 - \sigma_d) \quad \text{para } k_1 > \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 31256 + 145,24 \cdot (51,73 - \sigma_d)$$

$$M_R = k_2 + k_3 \cdot (\sigma_d - k_1) \quad \text{para } k_1 < \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 31256 + 97,315 \cdot (\sigma_d - 51,73)$$

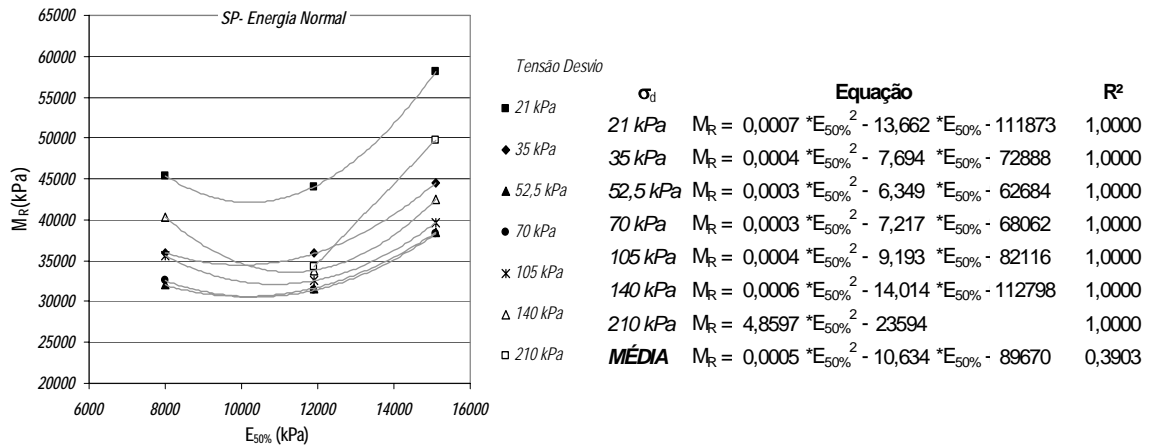
O módulo resiliente se relaciona com o CBR,  $\sigma_r$  e  $E_{50}$ , sob vários níveis de tensão, nas formas apresentadas pelas Figuras 61, 62 e 63:



**Figura 61** – Relações  $M_R$  versus CBR para diferentes níveis de tensão – Solo SP – energia normal



**Figura 62** – Relações  $M_R$  versus  $\sigma_r$  para diferentes níveis de tensão – Solo SP – energia normal



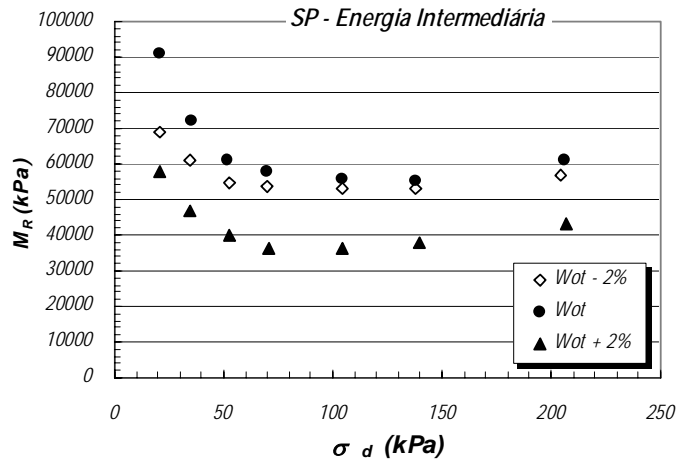
**Figura 63** – Relações  $M_R$  versus  $E_{50}$  para diferentes níveis de tensão – Solo SP – energia normal

Como pode ser observado, as relações são não-lineares, não permitindo fazer-se considerações a respeito do proporcional aumento ou diminuição de  $M_R$  com o CBR,  $\sigma_r$  ou  $E_{50}$ .

Para  $\sigma_d$  igual a 210 kPa, verificam-se somente dois pontos pois não foi possível determinar o módulo resiliente na umidade  $W_{ot+2\%}$ . Neste teor de umidade, o corpo-de-prova rompeu quando submetido a 210 kPa de tensão desvio. Por esta razão, as relações apresentadas foram lineares.

#### 4.4.1.3.2 ENERGIA INTERMEDIÁRIA

A Figura 64 mostra a variação do módulo resiliente ( $M_R$ ) com a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) para o solo SP compactado na energia intermediária.



**Figura 64** – Variação do módulo resiliente ( $M_R$ ) com a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) para o solo SP na energia intermediária de compactação

Nos teores de umidade mais baixos ( $W_{ot-2\%}$  e  $W_{ot}$ ) parece não haver diferença nos valores de módulo. Apenas quando o ensaio é realizado a um teor maior de umidade é percebido um decréscimo de  $M_R$ . Estes valores, porém são de pequena ordem, podendo-se destacar que a umidade não exerceu grande influência nos resultados.

Aqui também se observa, como aconteceu na energia normal, que no princípio há uma diminuição no valor do módulo com  $\sigma_d$ . A partir de 70 kPa de tensão desvio, os valores de  $M_R$  começam a aumentar.

Na Tabela 28 a seguir são mostrados modelos para a estimativa do módulo resiliente do solo SP na energia intermediária.

**Tabela 28** – Modelos resilientes do tipo potencial para o solo SP na energia intermediária

SP - Intermediária							
Variáveis	Modelo	W(%)	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>3</sub>	K <sub>4</sub>	R <sup>2</sup>
$\sigma_d$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	Wot-2%	83777	-0,091	-	-	0,5562
		Wot	139395	-0,184	-	-	0,6707
		Wot+2%	76688	-0,142	-	-	0,4533
$\sigma_3$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$	Wot-2%	1,7E+40	-26,401	-	-	0,2065
		Wot	4,1E-45	36,639	-	-	0,2421
		Wot+2%	2,4E+13	-6,521	-	-	0,0303
$\theta$	$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2}$	Wot-2%	121355	-0,152	-	-	0,3979
		Wot	310935	-0,318	-	-	0,5101
		Wot+2%	130501	-0,228	-	-	0,3002
$\sigma_3; \sigma_d$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$	Wot-2%	3,1E+32	-20,533	-0,084	-	0,6784
		Wot	6,2E-22	19,600	-0,166	-	0,7334
		Wot+2%	3,7E+11	-4,980	-0,140	-	0,4709
$\sigma_d; E_{50\%}$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot E_{50\%}^{k_3}$	Wot-2%	2,5E+09	-0,091	-0,977	-	0,5562
		Wot	6,9E-05	-0,184	2,092	-	0,6707
		Wot+2%	1,9E-04	-0,142	2,000	-	0,4533
$\sigma_d; \sigma_r$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot \sigma_r^{k_3}$	Wot-2%	0,595	-0,091	2,045	-	0,5562
		Wot	8,2E+04	-0,184	0,092	-	0,6707
		Wot+2%	4,2E+09	-0,142	-2,000	-	0,4533
$\sigma_d; CBR$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot CBR^{k_3}$	Wot-2%	6,239	-0,091	3,825	-	0,5562
		Wot	28,839	-0,184	3,215	-	0,6707
		Wot+2%	8,429	-0,142	3,656	-	0,4533
$\theta; E_{50\%}$	$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2} \cdot E_{50\%}^{k_3}$	Wot-2%	6,8E+09	-0,152	-1,038	-	0,3979
		Wot	7,8E-05	-0,318	2,159	-	0,5101
		Wot+2%	0,0010	-0,228	1,886	-	0,3002
$\theta; \sigma_r$	$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2} \cdot \sigma_r^{k_3}$	Wot-2%	1,740	-0,152	1,924	-	0,3979
		Wot	310935	-0,318	0,000	-	0,5101
		Wot+2%	3,8E+09	-0,228	-1,886	-	0,3002
$\theta; CBR$	$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2} \cdot CBR^{k_3}$	Wot-2%	2,2E-46	-0,152	47,010	-	0,3979
		Wot	145,87	-0,318	2,904	-	0,5101
		Wot+2%	0,278	-0,228	5,238	-	0,3002
$\sigma_3; \sigma_d; E_{50\%}$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \cdot E_{50\%}^{k_4}$	Wot-2%	3,0E+13	-20,533	-0,084	4,154	0,6784
		Wot	1,3E+13	19,600	-0,166	-7,717	0,7334
		Wot+2%	1,8E-08	-4,980	-0,140	4,490	0,4709
$\sigma_3; \sigma_d; \sigma_r$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \cdot \sigma_r^{k_4}$	Wot-2%	32,499	-20,533	-0,084	12,309	0,6784
		Wot	1741,47	19,600	-0,166	-9,717	0,7334
		Wot+2%	1,6E+22	-4,980	-0,140	-4,490	0,4709
$\sigma_3; \sigma_d; CBR$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \cdot CBR^{k_4}$	Wot-2%	1,9E+23	-20,533	-0,084	8,539	0,6784
		Wot	2,2E-32	19,600	-0,166	9,111	0,7334
		Wot+2%	355,20	-4,980	-0,140	8,330	0,4709

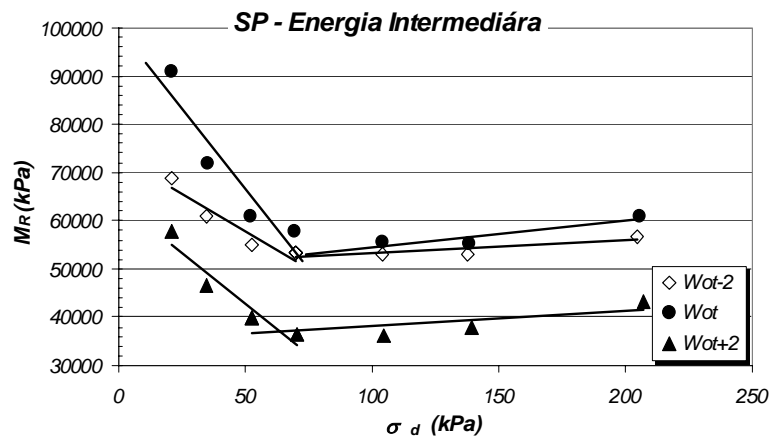
Como aconteceu com os resultados para o modelo potencial na energia normal, aqui também eles não foram satisfatórios, com valores de  $R^2$  baixos na maioria dos casos. A Figura 64 ilustra que não há uma tendência linear única entre os pontos. Tornou-se necessário então, analisar outro modelo que se ajustasse melhor à situação.

A partir do modelo parabólico observado na Figura 64 foi analisado um modelo polinomial cúbico que se ajustou, de um modo geral, bem à situação, conforme a Tabela 29.

**Tabela 29** – Modelos resilientes polinomiais para o solo SP na energia intermediária

SP - Intermediária								
Variáveis	Modelo	W(%)	a	b	c	d	e	R <sup>2</sup>
$\sigma_d$	$M_R = a + b^*(\sigma_d) + c^*(\sigma_d)^2 + d^*(\sigma_d)^3$	Wot-2%	81667	-773,8	6,195	-0,015	-	0,9724
		Wot	116882	-1615,3	12,777	-0,030	-	0,9681
		Wot+2%	75402	-1061,6	8,557	-0,020	-	0,9838
$\sigma_3$	$M_R = a + b^*(\sigma_3) + c^*(\sigma_3)^2 + d^*(\sigma_3)^3$	Wot-2%	3,7E+09	-4,5E+08	1,8E+07	-241042	-	0,4496
		Wot	3,3E+09	-4,0E+08	1,5E+07	-193528	-	0,3426
		Wot+2%	-7,1E+10	9,7E+09	-4,4E+08	6,7E+06	-	0,8128
$\theta$	$M_R = a + b^*(\theta) + c^*(\theta)^2 + d^*(\theta)^3$	Wot-2%	163684	-1776,9	9,061	-0,015	-	0,9735
		Wot	289249	-3721,7	18,916	-0,031	-	0,9673
		Wot+2%	186825	-2420,3	12,347	-0,020	-	0,9843
$\sigma_3; \sigma_d$	$M_R = a + b^*(\sigma_3) + c^*(\sigma_d) + d^*(\sigma_3)^2 + e^*(\sigma_d)^2$	Wot-2%	1,1E+09	-1,0E+08	-207,63	2,3E+06	0,845	0,7514
		Wot	1,3E+09	-1,2E+08	-574,27	2,6E+06	2,321	0,7292
		Wot+2%	-2,1E+08	1,9E+07	-234,10	-4,3E+05	0,826	0,6596

O modelo bilinear foi analisado e apresentou os seguintes resultados, conforme ilustra a Figura 65:



**Figura 65** – Modelo bilinear para o solo SP na energia intermediária de compactação



Para cada teor de umidade ensaiado, as expressões obtidas foram as que se seguem:

- $W_{ot-2\%}$

$$M_R = k_2 + k_3*(k_1 - \sigma_d) \quad \text{para } k_1 > \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 52478 + 313,0*(67,13 - \sigma_d)$$

$$M_R = k_2 + k_3*(\sigma_d - k_1) \quad \text{para } k_1 < \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 52478 + 26,56*(\sigma_d - 67,13)$$

- $W_{ot}$

$$M_R = k_2 + k_3*(k_1 - \sigma_d) \quad \text{para } k_1 > \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 52780 + 664,5*(70,91 - \sigma_d)$$

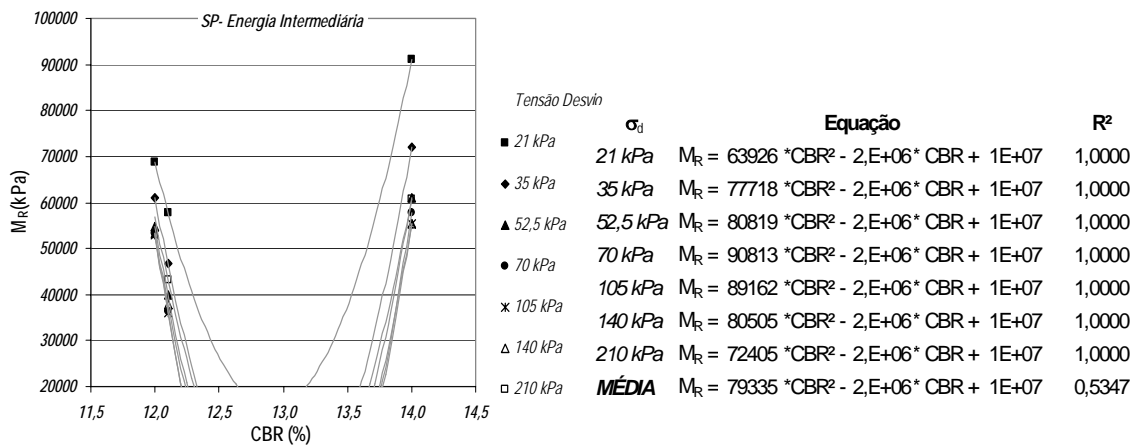
$$M_R = k_2 + k_3*(\sigma_d - k_1) \quad \text{para } k_1 < \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 52780 + 56,34*(\sigma_d - 70,91)$$

- $W_{ot+2\%}$

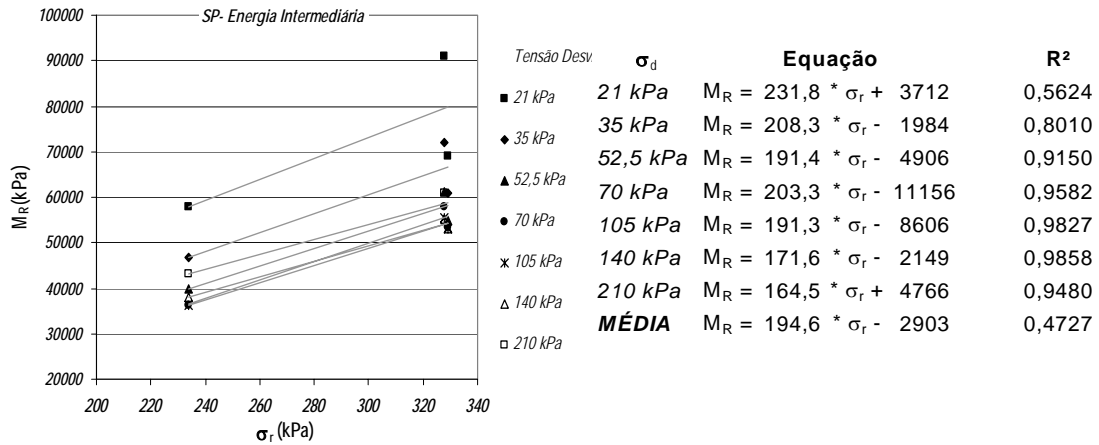
$$M_R = k_2 + k_3*(k_1 - \sigma_d) \quad \text{para } k_1 > \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 37168 + 419,7*(63,72 - \sigma_d)$$

$$M_R = k_2 + k_3*(\sigma_d - k_1) \quad \text{para } k_1 < \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 37168 + 30,33*(\sigma_d - 63,72)$$

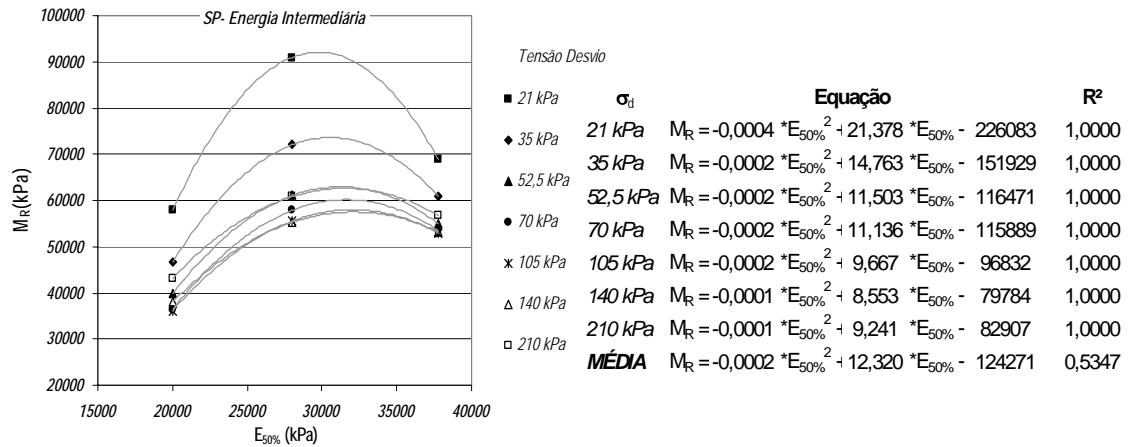
O módulo resiliente se relaciona com o CBR,  $\sigma_r$  e  $E_{50}$ , sob vários níveis de tensão, nas formas apresentadas pelas Figuras 66, 67 e 68:



**Figura 66** – Relações  $M_R$  versus CBR para diferentes níveis de tensão – Solo SP – energia intermediária



**Figura 67** – Relações  $M_R$  versus  $\sigma_r$  para diferentes níveis de tensão – Solo SP – energia intermediária



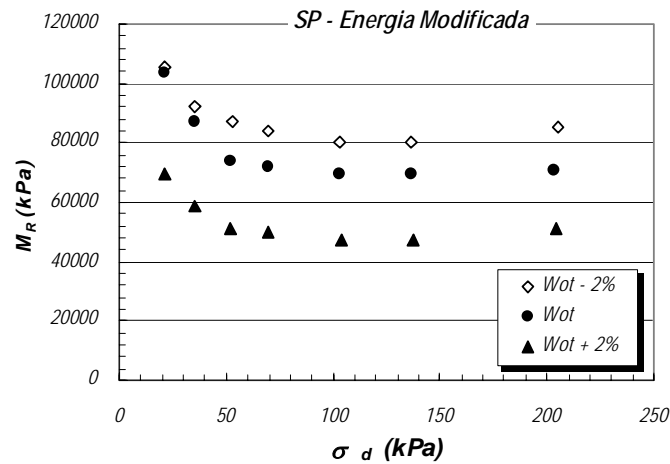
**Figura 68** – Relações  $M_R$  versus  $E_{50}$  para diferentes níveis de tensão – Solo SP – energia intermediária

As relações não são lineares quando se relaciona o CBR e  $E_{50}$  ao módulo resiliente. Mas em qualquer um dos ajustes os valores dos coeficientes de determinação tendem a ser bem altos para um estado de tensão fixo. As relações médias, mais uma vez, não devem ser utilizadas, evidenciando, mais uma vez, a grande influência do estado de tensão nos resultados.

Nota-se também, um aumento dos valores de  $M_R$  em relação à energia normal.

#### 4.4.1.3.3 ENERGIA MODIFICADA

A Figura 69 mostra a variação do módulo resiliente ( $M_R$ ) com a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) para o solo SP compactado na energia modificada.



**Figura 69** – Variação do módulo resiliente ( $M_R$ ) com a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) para o solo SP na energia modificada de compactação

Pode-se dizer que nesta energia de compactação há uma tendência mais nítida de queda de  $M_R$  com o aumento do teor de umidade. Neste caso, a água parece exercer, de fato, alguma influência sobre os valores de módulo.

Novamente observa-se uma queda inicial de  $M_R$  com  $\sigma_d$  e, a partir de  $\pm 100$  kPa, um ligeiro aumento, tendendo até para a constância. Nessa energia de compactação a representação do módulo por uma parábola fica bem menos evidente.

Na Tabela 30 a seguir são mostrados modelos para a estimativa do módulo resiliente do solo SP na energia modificada.

**Tabela 30** – Modelos resilientes do tipo potencial para o solo SP na energia modificada

SP - Modificada							
Variáveis	Modelo	W(%)	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>3</sub>	K <sub>4</sub>	R <sup>2</sup>
$\sigma_d$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	Wot-2%	134086	-0,101	-	-	0,6960
		Wot	157199	-0,168	-	-	0,7779
		Wot+2%	97552	-0,143	-	-	0,6917
$\sigma_3$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$	Wot-2%	2,1E-12	12,378	-	-	0,1304
		Wot	1,8E-42	34,718	-	-	0,5793
		Wot+2%	4,9E-38	31,301	-	-	0,2490
$\theta$	$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2}$	Wot-2%	210070	-0,176	-	-	0,5423
		Wot	344774	-0,301	-	-	0,6303
		Wot+2%	184610	-0,250	-	-	0,5356
$\sigma_3; \sigma_d$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$	Wot-2%	5,7E-08	9,213	-0,097	-	0,7673
		Wot	2,4E-12	12,472	-0,131	-	0,8151
		Wot+2%	5,2E+12	-5,740	-0,154	-	0,6964
$\sigma_d; E_{50\%}$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot E_{50\%}^{k_3}$	Wot-2%	494,85	-0,101	0,513	-	0,6960
		Wot	100659	-0,168	0,042	-	0,7779
		Wot+2%	199797	-0,143	-0,072	-	0,6917
$\sigma_d; \sigma_r$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot \sigma_r^{k_3}$	Wot-2%	1690,33	-0,101	0,684	-	0,6960
		Wot	6,7E-07	-0,168	4,168	-	0,7779
		Wot+2%	7,0E+09	-0,143	-1,857	-	0,6917
$\sigma_d; CBR$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot CBR^{k_3}$	Wot-2%	1,1E+08	-0,101	-2,232	-	0,6960
		Wot	15,197	-0,168	3,198	-	0,7779
		Wot+2%	0,023	-0,143	5,947	-	0,6917
$\theta; E_{50\%}$	$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2} \cdot E_{50\%}^{k_3}$	Wot-2%	549,60	-0,176	0,544	-	0,5423
		Wot	69725	-0,301	0,150	-	0,6303
		Wot+2%	184610	-0,250	0	-	0,5356
$\theta; \sigma_r$	$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2} \cdot \sigma_r^{k_3}$	Wot-2%	2950	-0,176	0,667	-	0,5423
		Wot	1,6E-06	-0,301	4,150	-	0,6303
		Wot+2%	6,7E+10	-0,250	-2,125	-	0,5356
$\theta; CBR$	$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2} \cdot CBR^{k_3}$	Wot-2%	117160	-0,176	0,195	-	0,5423
		Wot	146,06	-0,301	2,687	-	0,6303
		Wot+2%	0,0089	-0,250	6,570	-	0,5356
$\sigma_3; \sigma_d; E_{50\%}$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \cdot E_{50\%}^{k_4}$	Wot-2%	7,2E-16	9,213	-0,097	1,664	0,7673
		Wot	407,51	12,472	-0,131	-3,085	0,8151
		Wot+2%	3,878	-5,740	-0,154	2,793	0,6964
$\sigma_3; \sigma_d; \sigma_r$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \cdot \sigma_r^{k_4}$	Wot-2%	1,3E-05	9,213	-0,097	-0,853	0,7673
		Wot	1,3E-23	12,472	-0,131	4,131	0,8151
		Wot+2%	3,5E+17	-5,740	-0,154	-1,846	0,6964
$\sigma_3; \sigma_d; CBR$	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \cdot CBR^{k_4}$	Wot-2%	3,3E-08	9,213	-0,097	0,177	0,7673
		Wot	3,1E+07	12,472	-0,131	-15,228	0,8151
		Wot+2%	3,3E-08	-5,740	-0,154	18,127	0,6964

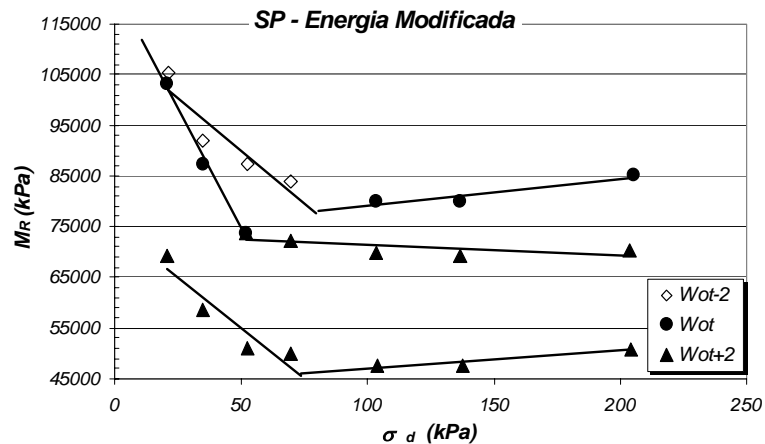
Mais uma vez, os resultados para o modelo potencial não foram tão satisfatórios para esse solo quanto para os outros dois já analisados, com valores de  $R^2$  da ordem de 0,54 a 0,82 na maioria dos casos. A Figura 69 ilustra que, nesse caso, também não há uma tendência linear única entre os pontos. Tornou-se necessário então, analisar outro modelo que se ajustasse melhor à situação.

Embora a representação parabólica não seja tão evidente nesse caso, como pode ser observado na Figura 69, para efeito de comparação, um modelo polinomial cúbico foi analisado e mostrou um ajuste satisfatório à situação, conforme a Tabela 31.

**Tabela 31** – Modelos resilientes polinomiais para o solo SP na energia modificada

SP - Modificada - DNER								
Variáveis	Modelo	W(%)	a	b	c	d	e	R <sup>2</sup>
$\sigma_d$	$M_R = a + b^*(\sigma_d) + c^*(\sigma_d)^2 + d^*(\sigma_d)^3$	Wot-2%	120478	-950,2	6,910	-0,015	-	0,9632
		Wot	130010	-1615,0	13,130	-0,033	-	0,9743
		Wot+2%	85284	-972,2	7,627	-0,018	-	0,9707
$\sigma_3$	$M_R = a + b^*(\sigma_3) + c^*(\sigma_3)^2 + d^*(\sigma_3)^3$	Wot-2%	1,2E+10	-1,7E+09	7,6E+07	-1,1E+06	-	0,1364
		Wot	-1,0E+10	1,4E+09	-6,6E+07	1,0E+06	-	0,9198
		Wot+2%	1,3E+11	-1,7E+10	7,9E+08	-1,2E+07	-	0,3472
$\theta$	$M_R = a + b^*(\theta) + c^*(\theta)^2 + d^*(\theta)^3$	Wot-2%	2,2E+05	-2060,9	9,918	-0,015	-	0,9609
		Wot	3,1E+05	-3814,4	19,792	-0,033	-	0,9732
		Wot+2%	1,9E+05	-2222,2	11,236	-0,018	-	0,9713
$\sigma_3; \sigma_d$	$M_R = a + b^*(\sigma_3) + c^*(\sigma_d) + d^*(\sigma_3)^2 + e^*(\sigma_d)^2$	Wot-2%	2,8E+08	-2,6E+07	-477,1	5,8E+05	1,769	0,9537
		Wot	6,1E+08	-5,6E+07	-266,7	1,3E+06	1,090	0,9720
		Wot+2%	-7,6E+08	6,9E+07	-436,7	-1,6E+06	1,582	0,9231

O modelo bilinear foi analisado e apresentou os seguintes resultados, conforme ilustra a Figura 70:



**Figura 70** – Modelo bilinear para o solo SP na energia modificada de compactação

Para cada teor de umidade ensaiado, as expressões obtidas foram as seguintes:

- $W_{ot-2\%}$

$$M_R = k_2 + k_3*(k_1 - \sigma_d) \quad \text{para } k_1 > \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 77990 + 411,5*(78,94 - \sigma_d)$$

$$M_R = k_2 + k_3*(\sigma_d - k_1) \quad \text{para } k_1 < \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 77990 + 53,94*(\sigma_d - 78,94)$$

- $W_{ot}$

$$M_R = k_2 + k_3*(k_1 - \sigma_d) \quad \text{para } k_1 > \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 72288 + 934,7*(52,91 - \sigma_d)$$

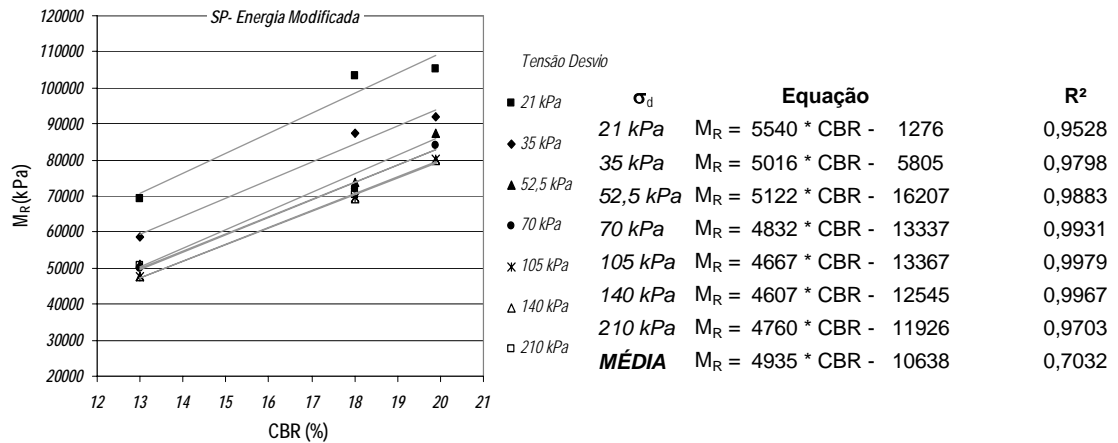
$$M_R = k_2 + k_3*(\sigma_d - k_1) \quad \text{para } k_1 < \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 72288 - 20,27*(\sigma_d - 52,91)$$

- $W_{ot+2\%}$

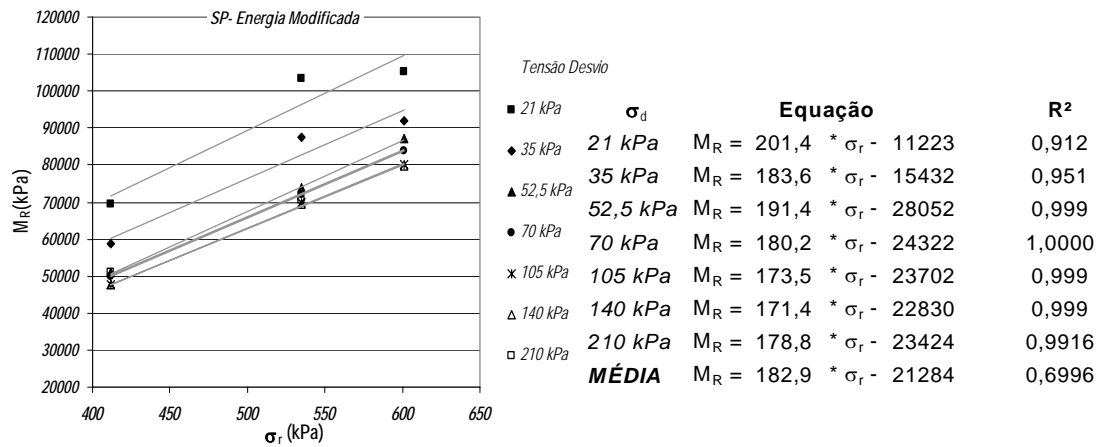
$$M_R = k_2 + k_3*(k_1 - \sigma_d) \quad \text{para } k_1 > \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 46005 + 396,6*(72,74 - \sigma_d)$$

$$M_R = k_2 + k_3*(\sigma_d - k_1) \quad \text{para } k_1 < \sigma_d \quad \Longrightarrow \quad M_R = 46005 + 35,32*(\sigma_d - 72,74)$$

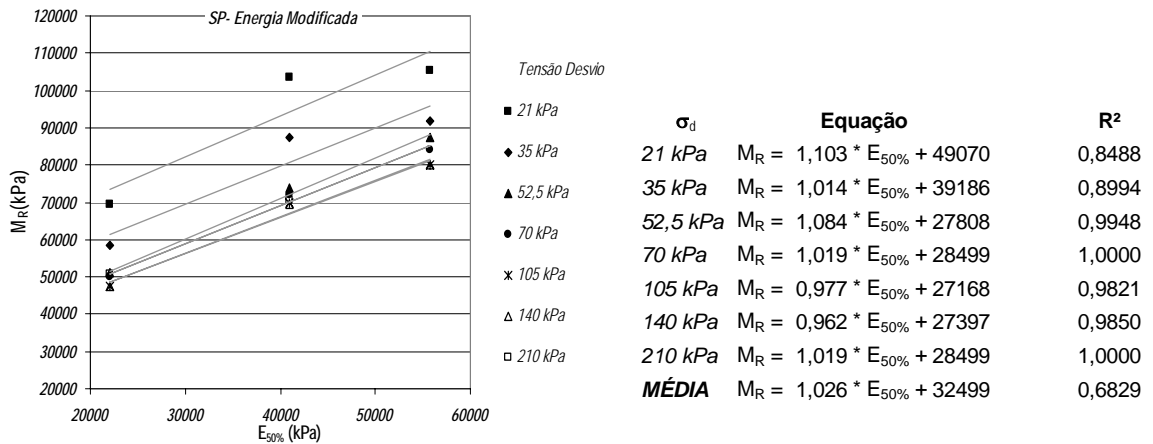
O módulo resiliente se relaciona com o CBR,  $\sigma_r$  e  $E_{50}$ , sob vários níveis de tensão, nas formas apresentadas pelas Figuras 71, 72 e 73:



**Figura 71** – Relações  $M_R$  versus CBR para diferentes níveis de tensão – Solo SP – energia modificada



**Figura 72** – Relações  $M_R$  versus  $\sigma_r$  para diferentes níveis de tensão – Solo SP – energia modificada



**Figura 73** – Relações  $M_R$  versus  $E_{50}$  para diferentes níveis de tensão – Solo SP – energia modificada

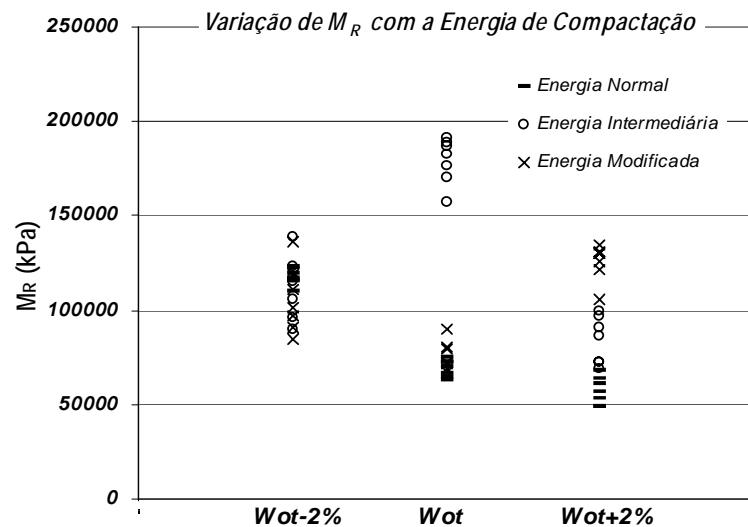
As relações são lineares e proporcionais, isto é, o aumento do módulo vem acompanhado por aumentos no CBR,  $\sigma_r$  e  $E_{50}$ . Os coeficientes de determinação apresentaram valores muito altos, com exceção das relações médias, mostrando que o estado de tensão tem grande influência nos resultados.

O solo SP foi o único estudado em que o aumento da energia de compactação foi acompanhado por um aumento no módulo resiliente. Isto pode ser explicado, pois entre os solos analisados, o solo SP, um solo residual jovem, destaca-se por possuir um baixo grau de estruturação, representado pelo índice de vazios igual a 0,94. Desse modo, o aumento da energia de compactação não induz mudanças estruturais de mesma ordem daquelas que podem ter ocorrido nos solos PVB e LU.

#### 4.4.2 – INFLUÊNCIA DA ENERGIA DE COMPACTAÇÃO NO MÓDULO RESILIENTE

Foram avaliadas, anteriormente, a variação do módulo resiliente a diferentes teores de umidade e suas relações com outros parâmetros de ensaio (CBR,  $\sigma_r$ ,  $E_{50}$ ), mas sempre sob uma mesma energia de compactação. Cabe neste momento, verificar se o aumento do esforço de compactação provoca alguma alteração no valor do módulo resiliente. O que se espera, de acordo com a revisão da bibliografia existente, é que para um maior peso específico, maiores sejam os contatos entre partículas (maior rigidez), levando a uma diminuição da deformação e conseqüente aumento no módulo resiliente.

Neste trabalho, porém, esse comportamento nem sempre se verificou, como pode ser visto pelas figuras a seguir, onde são plotados os valores de  $M_R$  a vários estados de tensão, em três umidades e três energias de compactação.

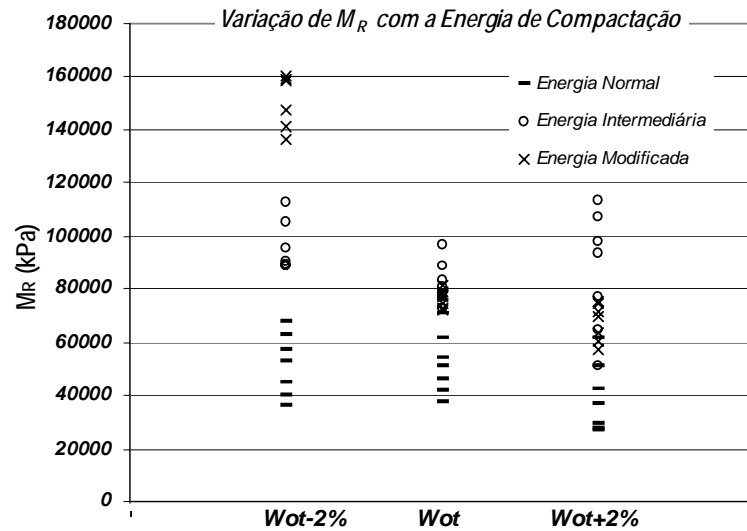


**Figura 74** – Efeito da energia de compactação e do teor de umidade para o solo LU

A Figura 74 mostra que o aumento do esforço de compactação para o solo LU não provocou, necessariamente, um aumento no valor de  $M_R$ . Observa-se que, para um menor teor de umidade, a energia de compactação utilizada parece não exercer influência sobre o módulo resiliente. Acrescentando-se água ao solo, esta influência tende a aparecer, como pode ser visto em  $W_{ot+2\%}$ , onde é nítida a variação do módulo com o esforço de compactação.

De acordo com os resultados, o aumento de rigidez desse solo, representada pelo módulo resiliente, só é garantido quando se realiza a compactação na energia intermediária, para qualquer teor de umidade. A compactação na energia modificada nem sempre acarretou um aumento no valor de  $M_R$ . Este fato deve estar ligado à possível desestruturação do solo ao ser submetido a tal esforço.

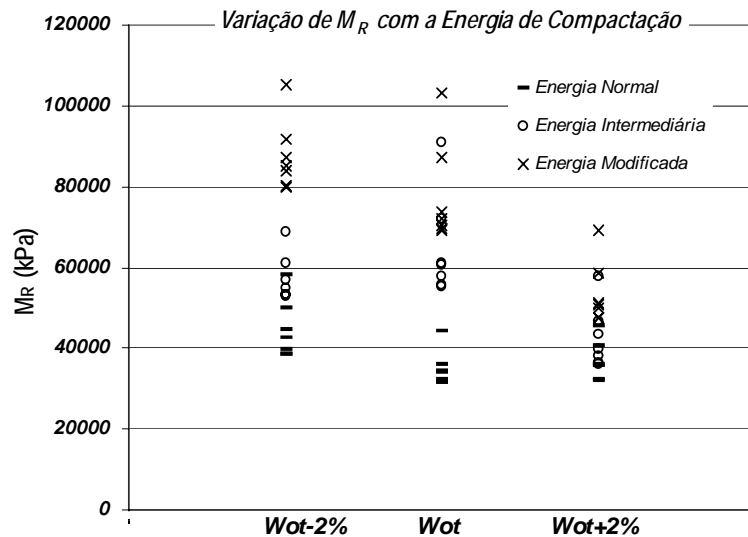




**Figura 75** – Efeito da energia de compactação e do teor de umidade para o solo PVB

Pela Figura 75 nota-se que, embora não ocorra sempre um acréscimo em  $M_R$  com o aumento da energia de compactação, os ensaios realizados sob a energia normal foram os que apresentaram os menores resultados. Há, também, uma tendência de inversão de resultados entre as energias intermediária e modificada. Com o acréscimo de água, a compactação na energia intermediária torna-se mais eficiente do que aquela realizada na energia modificada.

Como ocorreu para o solo LU, o acréscimo de rigidez, traduzida pelo aumento do módulo resiliente, para o solo PVB só é garantida quando se realiza a compactação na energia intermediária, para qualquer teor de umidade. A compactação na energia modificada também não representou sempre um aumento no valor de  $M_R$ . Semelhantemente ao solo LU, possivelmente devido à ação da energia de compactação modificada, ocorreram mudanças estruturais no material, que levaram à redução de sua rigidez.



**Figura 76** – Efeito da energia de compactação e do teor de umidade para o solo SP

A Figura 76 mostra que para o solo SP, diferentemente do que aconteceu para os outros dois solos, de fato há um aumento da rigidez para um maior esforço de compactação, traduzido por maiores valores de  $M_R$ . Esta diferença deixa de ser tão nítida à medida que a umidade aumenta, apresentando na condição mais úmida, valores bem próximos de módulo resiliente, evidenciando uma pequena influência da compactação realizada.

AZEVEDO (1999) já havia constatado que amostras do solo SP, quando compactadas, demonstram uma melhor organização das partículas, comparadas às amostras naturais. Segundo o autor, o rearranjo estrutural e a melhoria na organização das partículas, promovidos pela compactação, são conseqüências da natureza caulínica desse solo. Além do baixo grau de estruturação deste solo, representado por um índice de vazios da ordem de 0,90, este fato pode explicar o aumento no valor do módulo resiliente com o esforço de compactação, nos resultados apresentados. ARAÚJO (2001), trabalhando com o solo SP em três esforços diferentes de compactação (energias normal, inter-intermediária e intermediária), também observou um acréscimo nos valores de  $M_R$ , à uma tensão desvio de 70 kPa, à medida em que se aumentou o esforço de compactação.

#### 4.4.3 – ESTIMATIVAS PARA A DETERMINAÇÃO DE $M_R$

Analisado o efeito da energia de compactação no valor do módulo resiliente dos solos, estabelece-se aqui relações entre o  $M_R$ , CBR,  $\sigma_r$ ,  $W$  e  $\sigma_d$ , para cada energia de compactação. Tentativas de estimar o  $M_R$  sem considerar a energia de compactação também foram realizadas, através de uma relação média. Estas não foram satisfatórias, apresentando coeficientes de determinação ( $R^2$ ) baixos, sendo mostradas somente a fim de comparação. Tais relações para os solos LU, PVB e SP encontram-se nas Tabelas 32, 33, 34, 35, 36 e 37.

Na seqüência das tabelas encontram-se as Figuras 77, 78 e 79 que mostram os valores de módulo resiliente previstos pelas correlações desenvolvidas (a partir dos

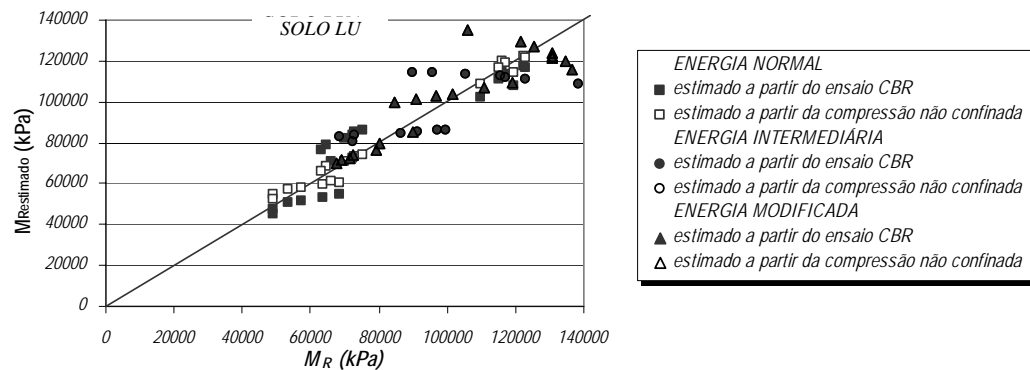
ensaios CBR e compressão não confinada) e os valores destes mesmos módulos determinados a partir de ensaios triaxiais dinâmicos.

**Tabela 32** – Relações  $M_R$  x CBR x  $\sigma_d$  x W para o solo LU

Energia		$R^2$
Normal	$M_R = -20019 + 6915 * CBR - 82,99 * \sigma_d + 1484 * W$	0,890
Intermediária	$M_R = -7645686 + 81088 * CBR - 32,46 * \sigma_d + 236209 * W$	0,907
Modificada	$M_R = 3153136 - 19993 * CBR + 81,66 * \sigma_d - 1049714 * W$	0,803
Relação média	$M_R = 327686 - 1227 * CBR + 11,11 * \sigma_d - 7351 * W$	0,101

**Tabela 33** – Relações  $M_R$  x  $\sigma_r$  x  $\sigma_d$  x W para o solo LU

Energia		$R^2$
Normal	$M_R = -1,6 * 10^7 + 11459 * \sigma_r - 71,13 * \sigma_d + 439992 * W$	0,983
Intermediária	$M_R = 1,2 * 10^7 - 4383 * \sigma_r - 32,46 * \sigma_d - 345653 * W$	0,907
Modificada	$M_R = 2793172 - 625 * \sigma_r + 81,66 * \sigma_d - 81229 * W$	0,803
Relação média	$M_R = 860020 - 157 * \sigma_r + 1,27 * \sigma_d - 23508 * W$	0,300



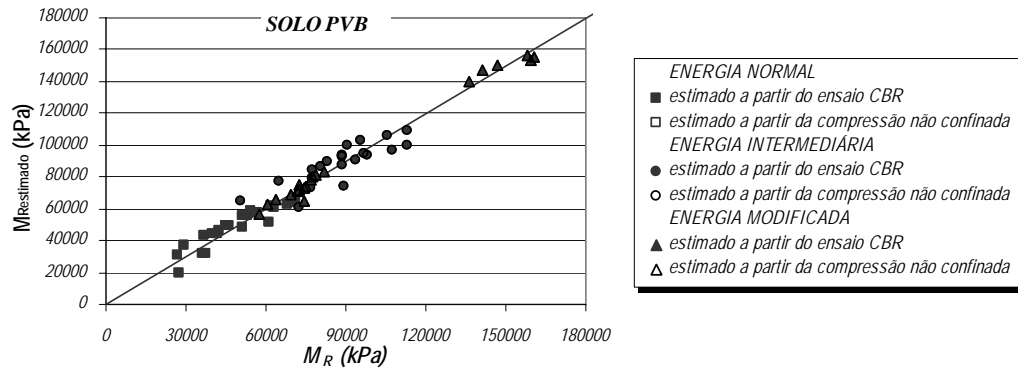
**Figura 77** - Módulos resilientes previstos e calculados pelas equações das Tabelas 32 e 33 – Solo LU

**Tabela 34** – Relações  $M_R$  x CBR x  $\sigma_d$  x W para o solo PVB

Energia		$R^2$
Normal	$M_R = -234608 + 12670 * CBR - 167 * \sigma_d + 6420 * W$	0,853
Intermediária	$M_R = 206159 - 2961 * CBR - 188 * \sigma_d - 2373 * W$	0,703
Modificada	$M_R = 620631 - 5093 * CBR - 95,2 * \sigma_d - 171944 * W$	0,991
Relação média	$M_R = 471345 - 36737 * CBR - 147 * \sigma_d - 12025 * W$	0,768

**Tabela 35** – Relações  $M_R$  x  $\sigma_r$  x  $\sigma_d$  x W para o solo PVB

Energia		$R^2$
Normal	$M_R = -51117 + 288 * \sigma_r - 167 * \sigma_d + 1093 * W$	0,853
Intermediária	$M_R = -9255324 + 442 * \sigma_r - 188 * \sigma_d - 250793 * W$	0,703
Modificada	$M_R = 1140463 - 256 * \sigma_r - 95,2 * \sigma_d - 32455 * W$	0,991
Relação média	$M_R = 454014 - 49,05 * \sigma_r - 142 * \sigma_d - 12025 * W$	0,674



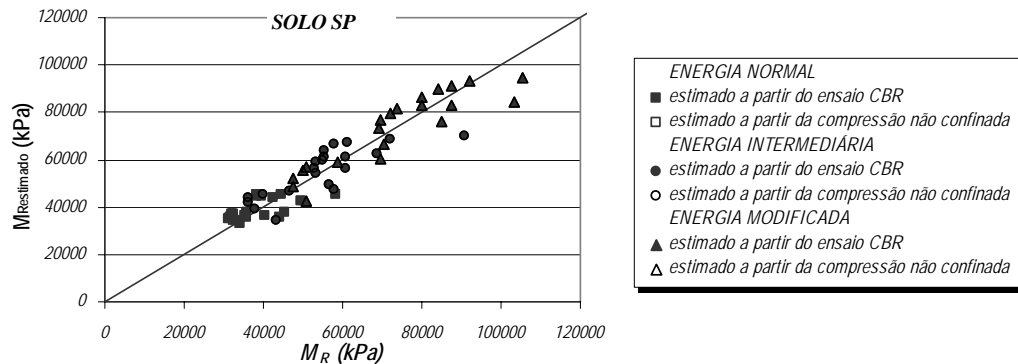
**Figura 78** - Módulos resilientes previstos e calculados pelas equações das Tabelas 34 e 35 – Solo PVB.

**Tabela 36** – Relações  $M_R$  x CBR x  $\sigma_d$  x W para o solo SP

Energia	$R^2$
Normal $M_R = 169096 - 1933*CBR - 14,22*\sigma_d - 5811*W$	0,404
Intermediária $M_R = 25758 + 7415*CBR - 70,65*\sigma_d - 3662*W$	0,650
Modificada $M_R = -1939 + 4896*CBR - 97,68*\sigma_d + 33,67*W$	0,820
Relação média $M_R = 88744 + 1630*CBR - 71,46*\sigma_d - 2754*W$	0,730

**Tabela 37** – Relações  $M_R$  x  $\sigma_r$  x  $\sigma_d$  x W para o solo SP

Energia	$R^2$
Normal $M_R = -755770 + 2899*\sigma_r - 14,22*\sigma_d + 19797*W$	0,404
Intermediária $M_R = -96011 + 319*\sigma_r - 70,65*\sigma_d + 3913*W$	0,650
Modificada $M_R = -103831 + 258*\sigma_r - 97,68*\sigma_d + 3641*W$	0,820
Relação média $M_R = 64880 + 75,50*\sigma_r - 66,09*\sigma_d - 1627*W$	0,793



**Figura 79** - Módulos resilientes previstos e calculados pelas equações das Tabelas 36 e 37 – Solo SP.

Pelas relações apresentadas observa-se que os coeficientes de correlação encontrados foram razoavelmente significativos, mas quase sempre superiores aos encontrados na literatura. As relações apresentaram melhores ajustes para os solos LU e PVB, com  $R^2$  variando de 0,70 a próximo de 1. As relações médias, obtidas com os dados das três energias de compactação, não devem ser utilizadas, evidenciando a influência do esforço de compactação nos resultados.

## **5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES**

---

O conhecimento do comportamento dos materiais que compõem um pavimento quando submetidos a várias condições de umidade e compactação faz-se necessário para análise e estimativa do módulo de resiliência ou outros parâmetros de ensaio, como a resistência à compressão não confinada ou o CBR. O objetivo deste trabalho foi justamente analisar a influência da energia de compactação nessas relações, em diferentes teores de umidades, para três solos da Zona da Mata Norte de Minas Gerais.

Os objetivos foram alcançados, embora não tenha sido possível estabelecer um comportamento único para o efeito do aumento da energia de compactação nos três solos. Foi possível determinar os valores de  $M_R$  a partir de relações com outros ensaios, envolvendo ou não o estado de tensão, através do modelo potencial ou utilizando técnicas de regressão linear.

A seguir são apresentadas as conclusões referentes às análises dos resultados, realizadas para o universo dos três solos estudados, e recomendações para o desenvolvimento de trabalhos futuros.

### **5.1 – CONCLUSÕES**

i) Dos solos analisados, o solo PVB foi o que ofereceu os maiores valores de CBR e, quase sempre, as maiores resistências à compressão não confinada. As exceções foram observadas nas energias correspondentes ao Proctor Normal e Modificado no teor de umidade  $W_{ot-2\%}$ , onde o LU apresentou melhores resultados. O solo LU, mesmo apresentando altos valores de resistência à compressão não confinada foi o que apresentou os piores resultados de CBR.

ii) Para o solo LU o aumento da umidade fez decrescer consideravelmente sua resistência à compressão não confinada. Isto pode ser explicado pelas mudanças na estrutura do solo quando em contato com água, devido ao fato do mesmo apresentar, no estado indeformado, um índice de vazios muito grande, da ordem de 1,7. Os outros dois

solos tiveram uma queda de resistência bem menos pronunciada em função do acréscimo de água, em praticamente todas as energias.

iii) O conhecimento da variação do CBR com a resistência à compressão não confinada, umidade e energia de compactação, vem a ser mais uma referência no conhecimento das características mecânicas dos materiais constituintes do pavimento. Neste trabalho foi possível desenvolver relações entre estes parâmetros, tendo o solo LU apresentado os melhores coeficientes de determinação. Para os solos PVB e SP, estas estimativas não obtiveram tamanho êxito, embora os resultados encontrados tenham sido bons.

iv) Como ilustra a classificação resiliente dos solos apresentada na Tabela 3, o comportamento resiliente depende não só do valor do CBR, mas também da porcentagem de silte do material. Desta forma, solos com maiores valores de CBR nem sempre terão o maior valor de  $M_R$ . Neste trabalho, embora os valores de CBR dos três solos tenham sido os mesmos, na energia normal, as diferenças nas frações finas desses materiais determinam um comportamento resiliente mais ou menos expressivo.

Embora todos os três solos sejam classificados como do tipo II, segundo o DNER (1996), o LU apresentou os melhores resultados de módulo resiliente, tendendo a se comportar com um solo do tipo I.

O solo PVB apresentou resultados intermediários de módulo resiliente enquadrando-se bem na classificação do tipo II.

O solo SP foi o que apresentou um comportamento resiliente mais expressivo, do tipo II tendendo ao tipo III, segundo o DNER (1996).

v) De acordo com os resultados não se pôde afirmar, de forma geral, que sob uma mesma energia de compactação, quanto maiores os valores de CBR,  $\sigma_r$  ou  $E_{50}$  maiores serão os valores de  $M_R$ .

vi) Os modelos potenciais baseados em  $\sigma_d$  e  $\theta$  foram os que produziram os melhores resultados, como previsto. Aqueles baseados somente em função de  $\sigma_3$  foram mostrados somente a fim de comparação. Excetuando-se os modelos  $M_R = k_1 * \sigma_3^{k_2}$  e aqueles relacionados com o solo SP, todos mostraram um desempenho de bom a excelente.

vii) Em grande parte dos casos foi possível utilizar, com sucesso, o modelo bilinear.

viii) O solo SP, cujo modelo potencial não se ajustou bem, apresentou ótimos coeficientes de determinação no modelo parabólico.

ix) Para o solo LU não foi possível prever o comportamento do módulo resiliente com a variação do teor de umidade.

x) As considerações do efeito do aumento da energia de compactação devem ser feitas sob as mesmas condições de umidade, não podendo ser generalizadas. A diferentes umidades pode haver uma inversão de comportamento.

xi) A compactação dos corpos-de-prova na energia intermediária resultou sempre em maiores valores de módulo resiliente, em relação à compactação realizada na energia normal, para os três solos. O mesmo não se pode dizer a respeito da energia modificada.

xii) O solo SP, de um baixo grau de estruturação, foi o único em que a variação da energia de compactação apresentou um comportamento realmente definido. As

maiores energias conduziram a rigidezes mais elevadas, resultando em altos valores de módulo resiliente. Parece não ter havido quebra de partículas, nem mudanças na estrutura do solo, pela ação do esforço de compactação, associado ao teor de umidade, como pode ter ocorrido nos solos LU e PVB.

xiii) A estimativa de  $M_R$  a partir do CBR,  $\sigma_r$  ou  $E_{50}$ , mostrou-se pouco dependente do estado de tensão para o solo LU. Os coeficientes de determinação para as relações médias apresentaram valores bem altos nas energias normal e intermediária, e um valor menor na energia modificada (0,76).

xiv) Para o solo PVB, a estimativa de  $M_R$  a partir do CBR,  $\sigma_r$  ou  $E_{50}$ , mostrou-se pouco dependente do estado de tensão somente na energia modificada, cujos coeficientes de determinação foram iguais a 0,97 para a relação média em todas estas estimativas. Nas outras energias, o estado de tensão exerce uma grande influência, devendo-se usar as relações específicas para cada tensão desvio.

xv) O solo SP não ofereceu ajustes muito bons que permitissem estimar  $M_R$  a partir do CBR,  $\sigma_r$  ou  $E_{50}$  sem levar em consideração o estado de tensão. É preferível usar as relações específicas para cada tensão desvio.

xvi) A relação (33) proposta por MEDINA e PREUSSLER (1980) para a determinação de  $M_R$  a partir do CBR para solos argilosos foi semelhante à obtida para o solo LU na energia normal de compactação.

xvii) Neste trabalho, mesmo estudando solos de características resilientes do tipo II, não se procurou estabelecer uma estimativa única para os três solos, devido aos seus comportamentos resilientes mais ou menos expressivo, preferindo analisar o efeito da energia de compactação para cada solo em particular. Também não foram estabelecidas, no modelo potencial, correlações únicas para cada energia de compactação, visto que a umidade teve grande influência nos resultados.

## 5.2 – RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

As sugestões e recomendações para trabalhos futuros são apresentadas com a intenção de comprovar e validar os resultados desta pesquisa.

i) Novas pesquisas com inclusão de mais solos, especialmente os arenosos, a fim de comparar os resultados obtidos, principalmente com o solo SP, validar e ampliar o banco de dados;

ii) realização de ensaios de compressão não confinada em equipamentos que permitam a realização de ensaios com ciclos repetidos de carregamento e descarregamento a fim de se determinar com precisão o módulo tangente inicial, e usar este parâmetro na formulação de correlações para a determinação de  $M_R$ ;

iii) estudo e controle do efeito da sucção, que pode ter provocado variações nos resultados dos ensaios de módulo resiliente, principalmente em solos mais argilosos como o LU;

iv) avaliação do efeito da energia de compactação do Proctor Modificado em mudanças estruturais nos solos LU e PVB;

v) determinar a composição granulométrica dos solos depois de compactados, principalmente na energia modificada, a fim de se verificar se há variação no tamanho dos grãos pela ação do esforço de compactação;



vi) determinação da umidade após o ensaio triaxial cíclico a fim de se ter certeza da umidade na qual o corpo-de-prova foi ensaiado.

## **REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

---

- AASHTO. AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. Guide for Design of Pavement Structures. Washington, D.C.,1986
- AIBAN, S. A. Strength and Compressibility of Abqaiq Marl, Saudi Arabia. Engineering Geology 39, p. 203 - 215, 1995
- ALBERNAZ, C. A. V.; CALDAS, J. E. F. e OLIVEIRA, S. E. Avaliação Estrutural Simplificada de Pavimentos através de Retroanálise. 30ª Reunião Anual de Pavimentação, Salvador - BA, V. 2, p. 747 - 774, 1996
- ALLEN, J.J. e THOMPSON, M. R. Resilient Response of Granular Materials Subjected to Time-Dependence Lateral Stresses. Transp. Res. Rec. 510, Transportation Research Board, Washington, D.C., 1 - 12, 1974
- ARAÚJO, J. R. S. S. Estudo do Comportamento Resiliente de Dois Solos da Região de Viçosa – MG, Tese de Mestrado – UFV, Viçosa, MG. 72p. 2001
- ASPHALT INSTITUTE. Soils Manual for Design of Asphalt Pavement Structure. MS-10. College Park, Md., 1967
- AZEVEDO, M. A. A. Contribuição ao Estudo Geotécnico de Solos de Viçosa - MG, Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - UFV, Viçosa, MG. 169p.,1999
- BENEVIDES, S. A. S. Análise Comparativa dos Métodos de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos – Empírico do DNER e Resiliência da COPPE/UFRJ – em Rodovias do Ceará. Programa de Engenharia de Transportes, Tese de Mestrado COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2000
- CARDOSO, S. H. Procedure for Flexible Airfield Pavement Design Based on Permanent Deformation. University of Maryland, 405 p. 1987

- CARMO, C. A. T. A Avaliação do Módulo de Resiliência através de Ensaios Triaxiais Dinâmicos de dois Solos Compactados e a sua Estimativa a partir de Ensaios Rotineiros. Tese (Mestrado), São Carlos, SP – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, 131 p., 1998
- CARVALHO, C. A. B. Estudo da Contribuição das Deformações Permanentes das Camadas de Solo na Formação das Trilhas-de-Roda num Pavimento Flexível. Tese (Doutorado em Transportes) - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo. São Carlos, SP, 290 p. 1997
- CERATTI, J. A.; GEHLING, W. Y. Y.; BICA, A. V. D. e RODRIGUES, M. R. Influência da Sucção no Módulo de Resiliência de um Solo Típico do Rio Grande do Sul. 30º Reunião Anual de Pavimentação, Salvador – BA, 24 a 29 de novembro, pp. 540 – 551, 1996
- DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER – ME 049/94 “Solos – determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não-trabalhadas”, 1994a
- DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER – ME 051/94 “Solos- análise granulométrica”, 1994b
- DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER – ME 082/94 “Solos- determinação do limite de plasticidade”, 1994c
- DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER – ME 093/94 “Solos - determinação da densidade real”, 1994d
- DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER – ME 122/94 “Solos - determinação do limite de liquidez – método de gerência e método expedito”, 1994e
- DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER – ME 129/94 “Solos – compactação utilizando amostras não-trabalhadas”, 1994f
- DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER – ME 131/94 “Solos – determinação do módulo de resiliência”, 1994g
- DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER – ME 201/94 “Solo cimento - compressão axial de corpos-de-prova cilíndricos”, 1994h
- DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER – IE 004/94 “Solos coesivos – determinação da compressão simples de amostras indeformadas”, 1994i
- DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem - Manual de Pavimentação, 2ª ed, Rio de Janeiro, 320p., 1996
- DRUMM, E. C. E PIERCE, T. J. Estimation of Subgrade Resilient Modulus from Standard Tests. Journal of Geotechnical Engineering, V. 116, nº 5, pp 774 - 789, May, 1990
- DUNCAN, J. M. e CHANG, C. Y. Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils. Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division, ASCE, V. 96, nº SM5, pp

1629 - 1653, 1970

- FERREIRA, J. G. H. M. *Elaboração e Análise da Base de Dados de Ensaios Triaxiais Dinâmicos da COPPE/UFRJ*. Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 251 p., 2002
- HICKS, R. G. e MONISMITH, C. L. *Factors Influencing the Resilient Modulus Response of Granular Materials*. Highway Research Record, nº 345, pp 15 – 31, 1971
- KLOMP, A. G. e DORMON, G. M. *Stress Distribution and Dynamic Testing in Relation to Road Design*. Proc., Australian Research Board, V.2, Part 1, pp. 701 - 728, 1964
- LEE, S. W. e FISHMAN, K. L. *Resilient and Plastic Behavior of Classifier Tailings and Fly Ash Mixtures*. Transportation Research Record 1418, 1993
- LEE, W.; BOHRA, N. C.; ALTSCHAEFFL, A. G. e WHITE, T. D. *Resilient Modulus of Cohesive Soils*. Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, V. 123, nº 2, pp. 131 - 136, 1997
- LEKARP, F.; ISACSSON, U. e DAWSON, A. *State of Art. I: Resilient Response of Unbound Aggregates*. Journal of Transportation Engineering, V. 126, nº 1, January/February, pp. 66 – 75, 2000
- LENTZ, R. W. e PUMPHREY, N. D. *Deformation Analyses of Florida Highway Subgrade Sand Subject to Repeated Load Triaxial Tests*. Transportation Research Record, 1089, pp. 49 – 56, 1986
- LI, D. e SELIG, E. T. *Resilient Modulus for Fine-Grained Subgrade Soils*. Journal of Geotechnical Engineering, V. 120, nº 6, pp 939 - 957, Jun, 1994
- MEDINA, J. *Mecânica dos Pavimentos*, Rio de Janeiro, Editora UFRJ, 380p. 1997
- MEDINA, J. e PREUSSLER, E. S. *Características Resilientes de Solos em Estudos de Pavimentos*. Revista Solos e Rochas, ABMS, V. 3, Rio de Janeiro, p. 3 - 26, 1980
- MOTTA, L. M. G. *Métodos de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis; Critério de Confiabilidade e ensaios de Carga Repetida*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 382p., 1991
- NAZARIAN, S. e FELIBERTI, M. *Methodology for Resilient Modulus Testing of Cohesionless Subgrades*, Transportation Research Record, Washington DC, n 1406, p. 108 - 115, 1993
- NÚÑEZ, W. P.; CERATTI, J. e OLIVEIRA, J. A. *A Escolha de um Critério de Avaliação para as Pistas Experimentais Solicitadas pelo Simulador de Tráfego UFRGS-DAER/RS, 30ª Reunião Anual de Pavimentação, V. 2, Salvador-BA, p. 894 - 921, 1996*
- PARREIRA, A. B.; CUNTO, F. J. C.; CARMO, C. T. e RODRIGUES, J. K. G. *O Módulo de Resiliência de Alguns Materiais de Pavimentação e a sua Estimativa a Partir de Ensaios de Compressão Simples*. XI Congresso Brasileiro de Mecânica

dos Solos e Engenharia Geotécnica, *Anais*, Brasília, 5 a 10 de Novembro, vol. 1, pp. 149 - 155, 1998

PINTO, S. e PREUSSLER, E. Pavimentação Rodoviária - Conceitos Fundamentais sobre Pavimentos Flexíveis. Rio de Janeiro, 259p., 2001

PITANGA, H. N. Influência da Velocidade de Carregamento e do Tempo de Inundação na Resistência ao Cisalhamento de Solos Estruturados. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - UFV, Viçosa, MG. 101p., 2002

SENÇO, W. Manual de Técnicas de Pavimentação, V. 1, São Paulo, Pini, 748 p., 1997

SEVERI, A. A.; BALBO, J. T. e RODOLFO, M. P. Conceitos Mecanicistas Básicos sobre Pavimentos Asfálticos, Laboratório de Mecânica dos Pavimentos, USP, São Paulo, 1998

SOUZA, M. L. Pavimentação Rodoviária, Rio de Janeiro, V1, 364p., 1980

TRINDADE, T. P.; CARVALHO, C. A. B.; LIMA, D. C.; SILVA, C. H. C. e BARBOSA, P. S. A. Estudo dos Módulos de Resiliência de Dois Solos Tropicais no Estado Natural e Quando Estabilizados com Cimento, *Revista Engenharia Civil-Um*, número 17, pp 19 - 30, 2003

YODER, E. J. e WITCZACK, M. W. Principles of Pavement Design, New York, John Wiley & Sons, Inc. 711p., 1975

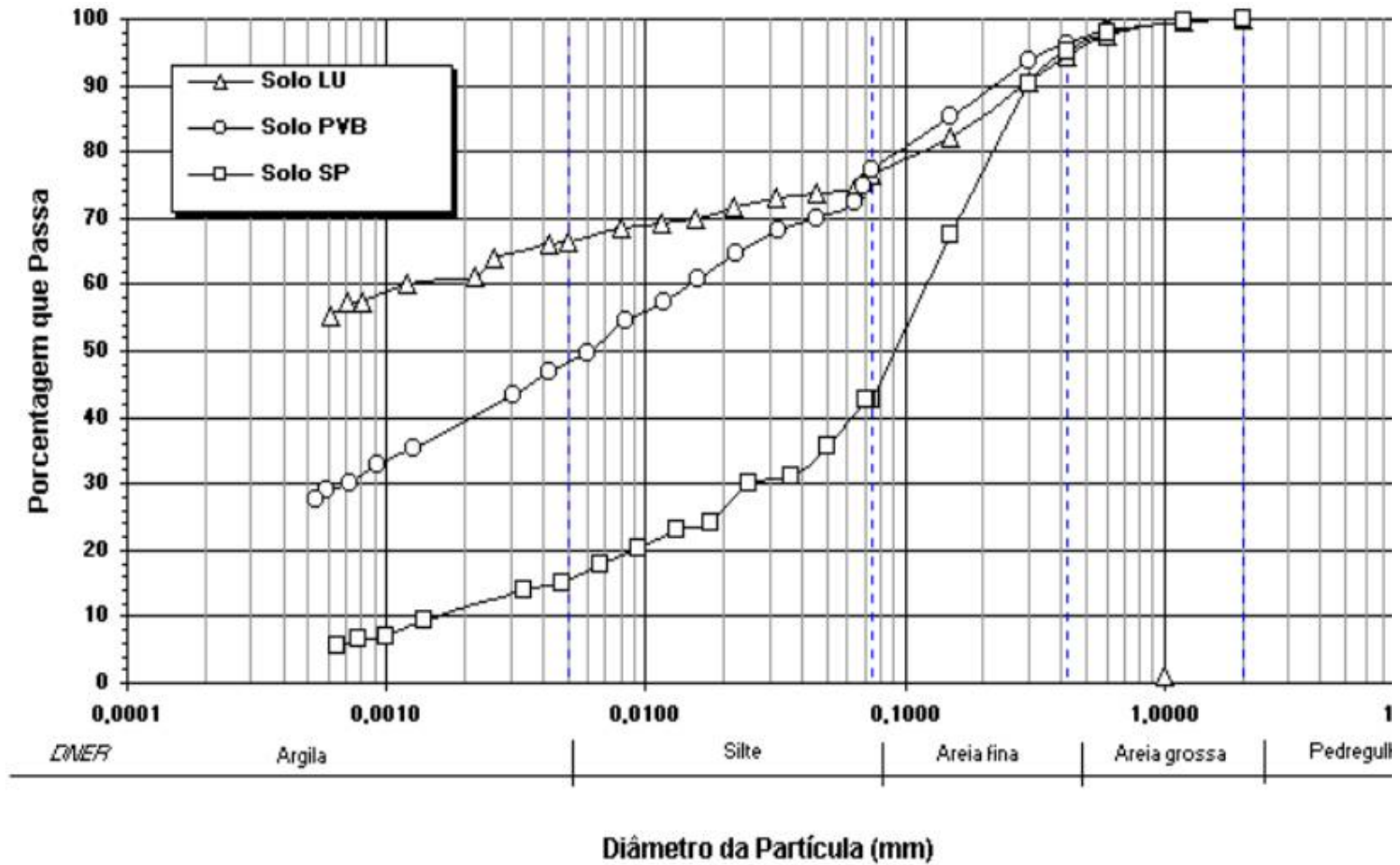
ZAMAN, M.; CHEN, D.H.; LAGUROS, J. Resilient Modulus of Granular Materials. *Journal of Transportation Engineering*, V. 120, nº 6, November/December, 1994

## **ANEXO A**

---

Neste anexo encontram-se as curvas de distribuição granulométrica para os três solos.

Figura 1A – Curvas de distribuição granulométrica



## **ANEXO B**

---

Neste anexo encontram-se as curvas de compactação e de CBR para os três solos nas três energias de compactação.



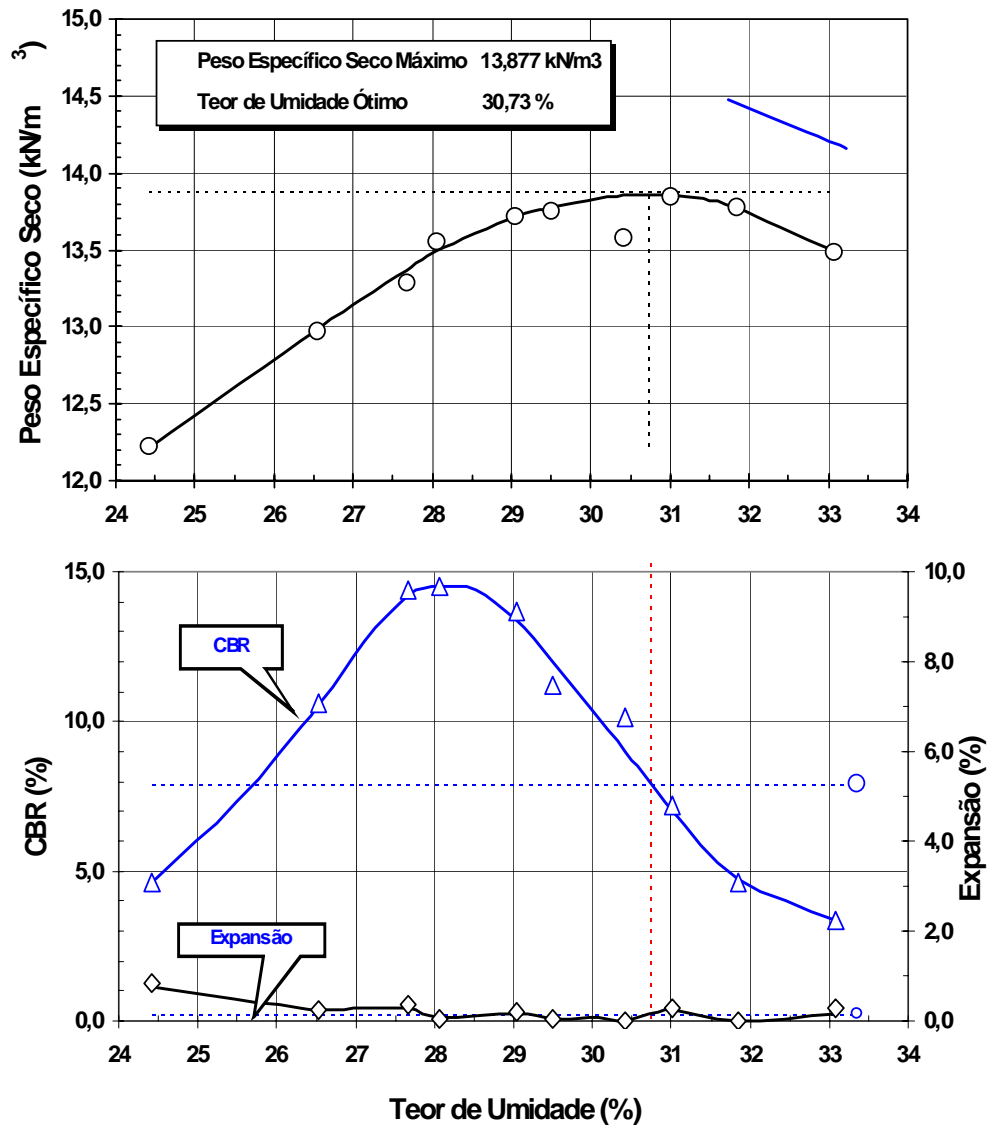


Figura 1B – Curva de compactação e CBR – Energia normal – Solo LU

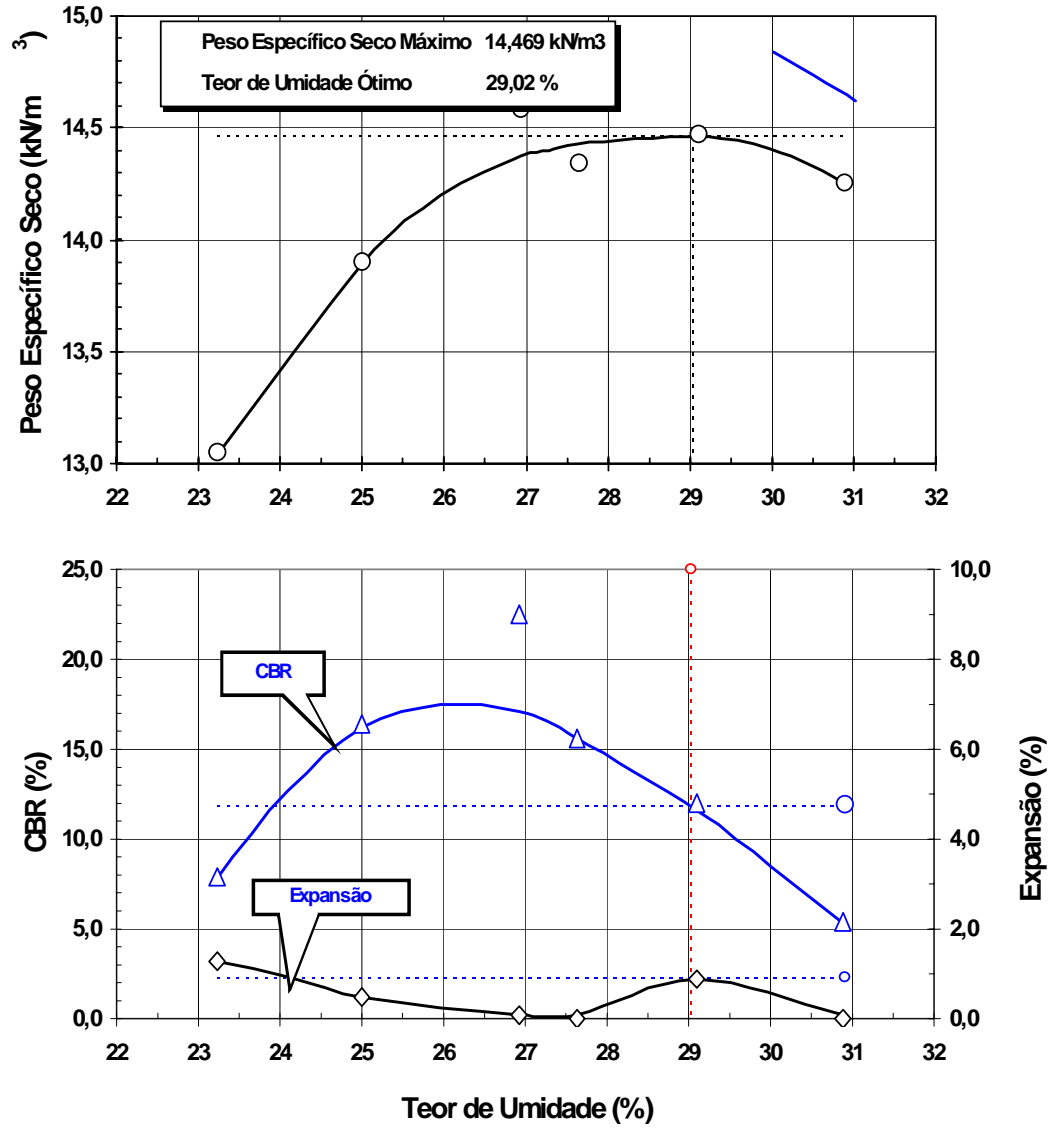


Figura 2B – Curva de compactação e CBR – Energia intermediária – Solo LU

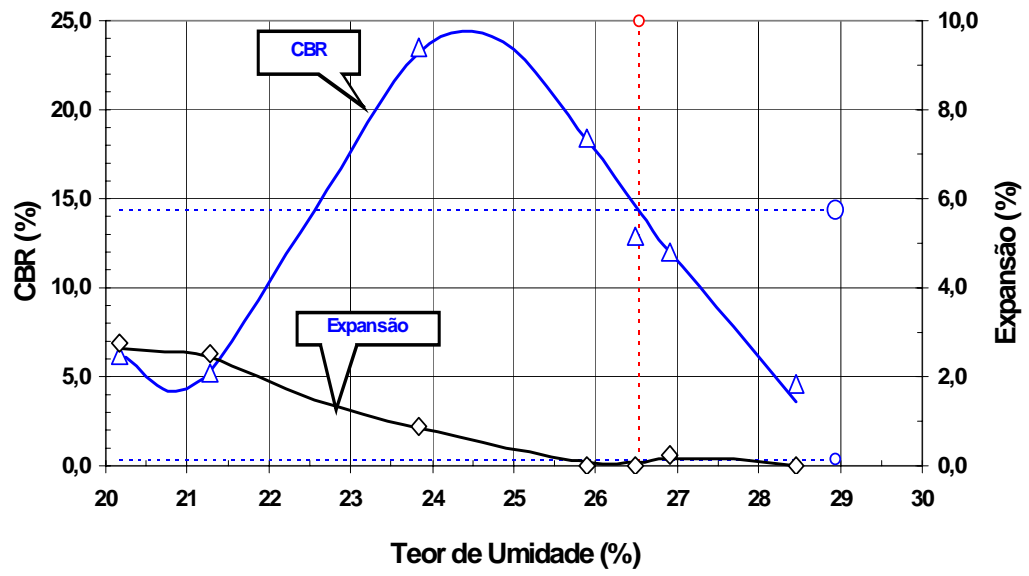
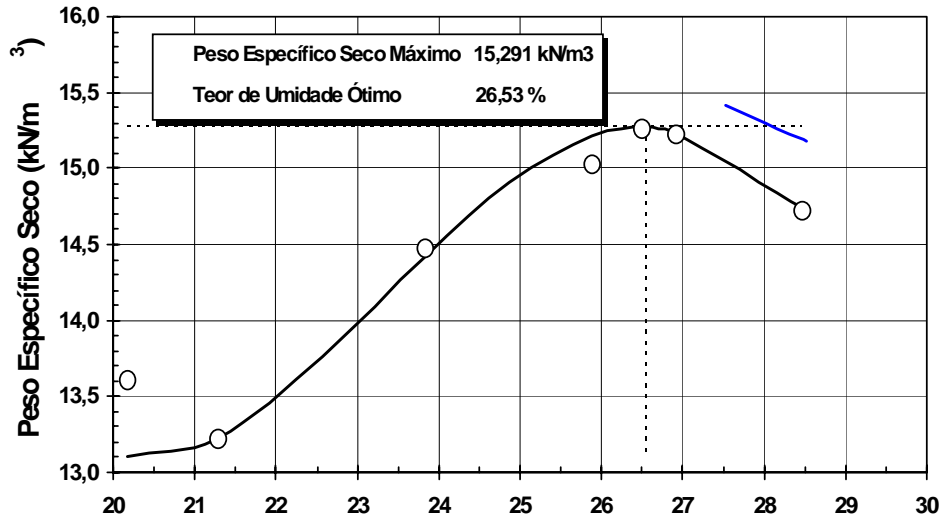
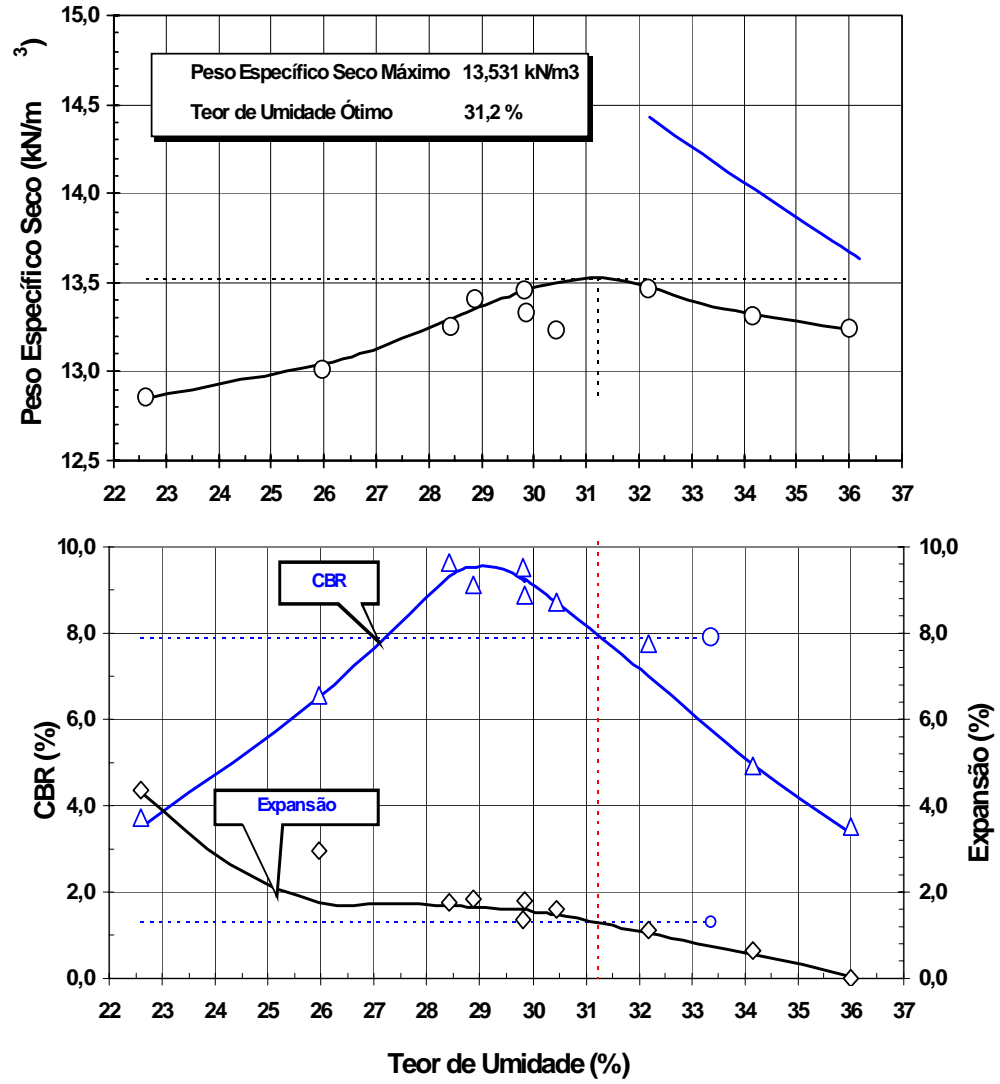


Figura 3B – Curva de compactação e CBR – Energia modificada – Solo LU



**Figura 4B** – Curva de compactação e CBR – Energia normal – Solo PVB

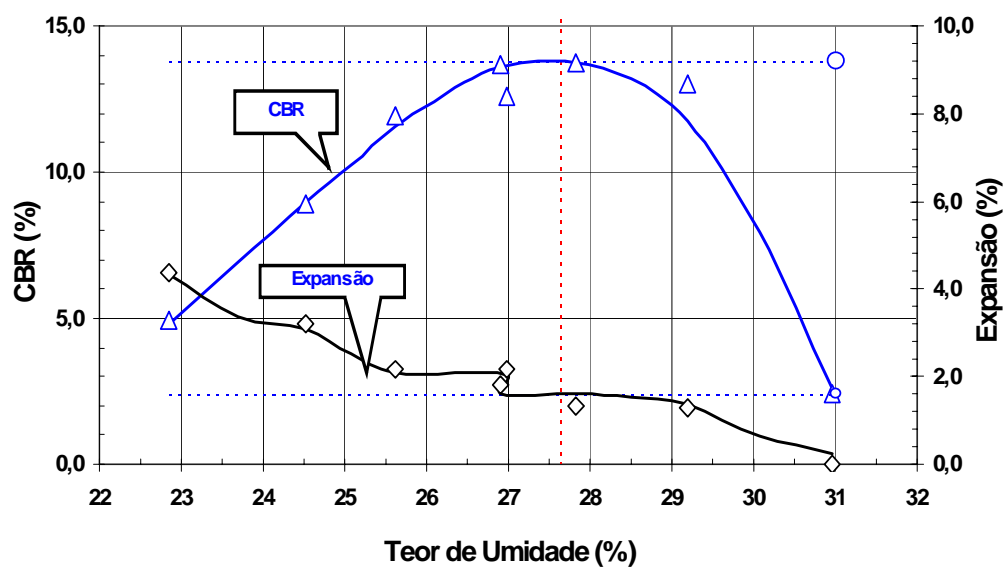
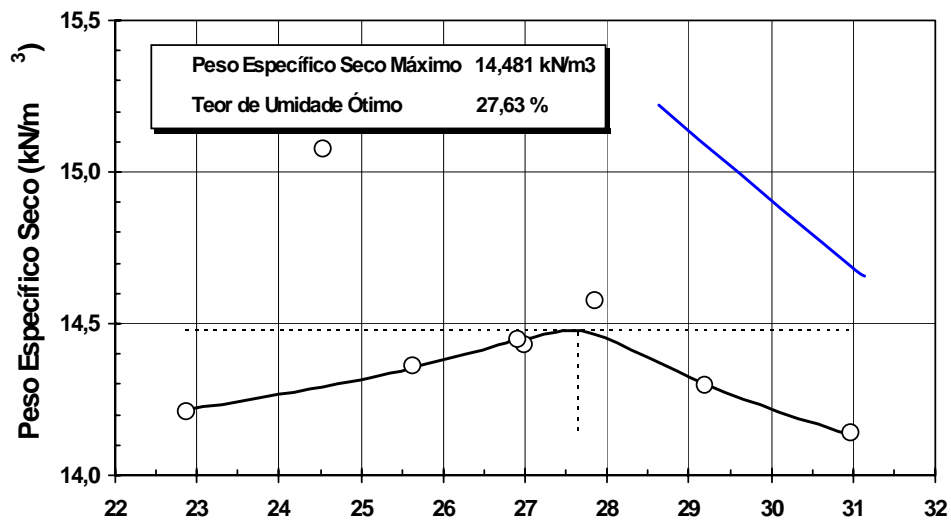
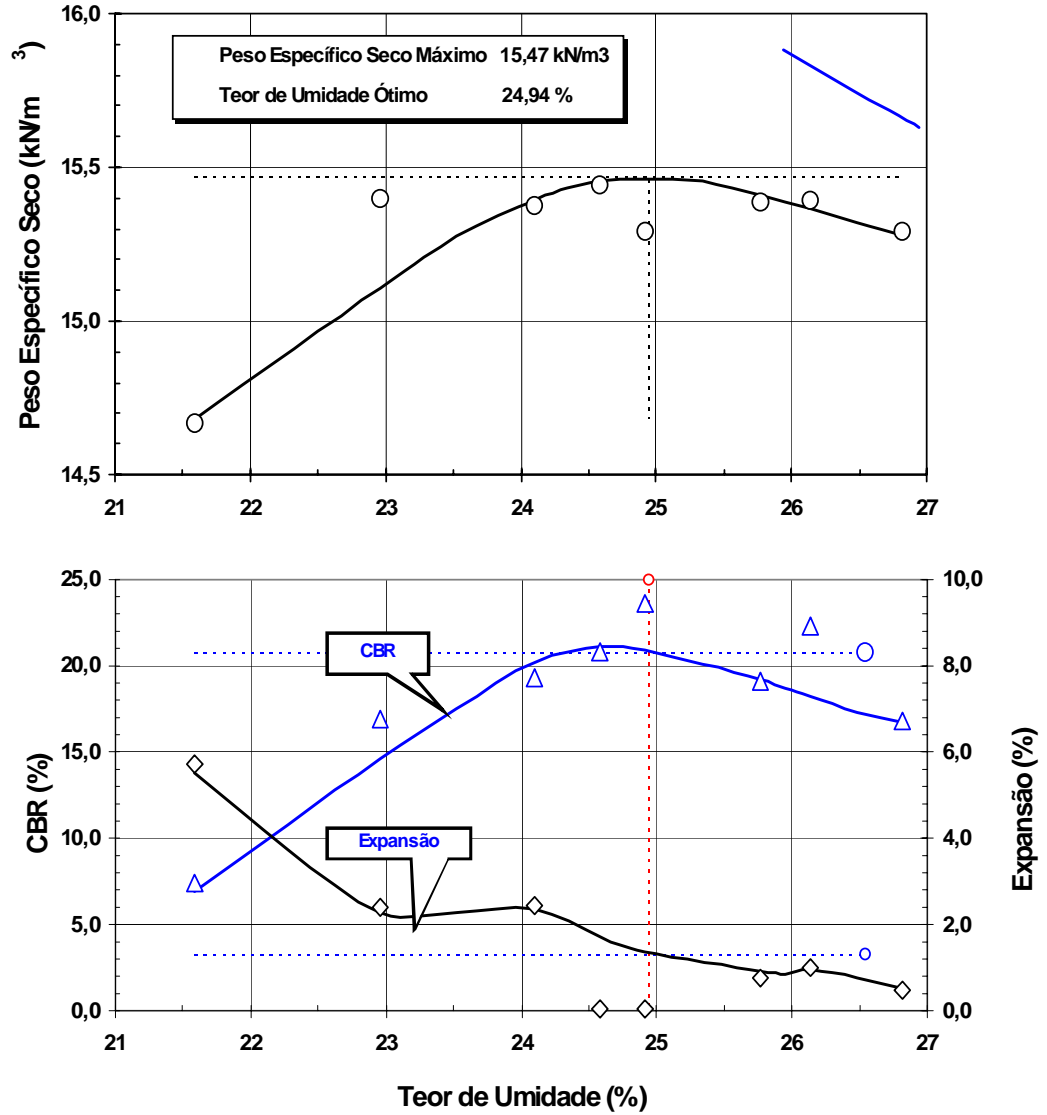
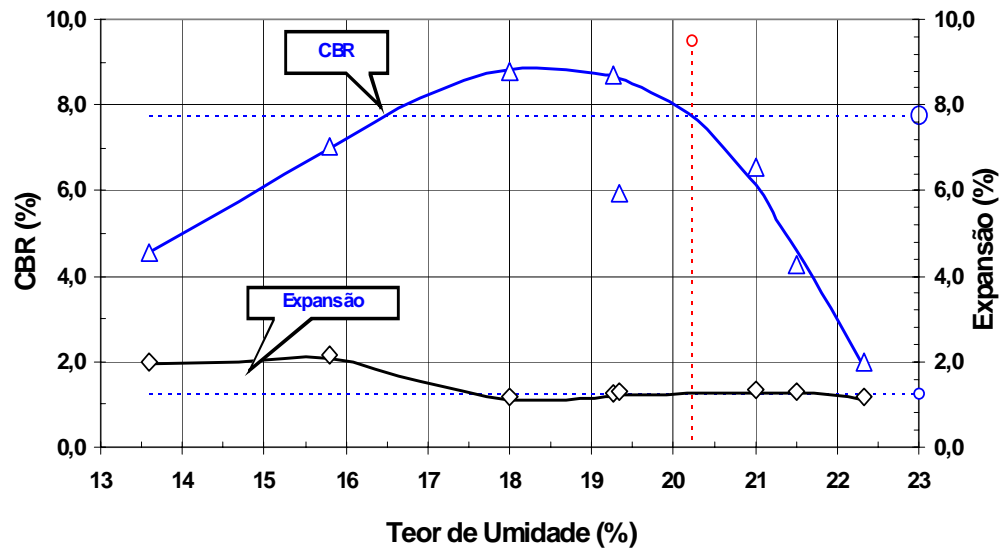
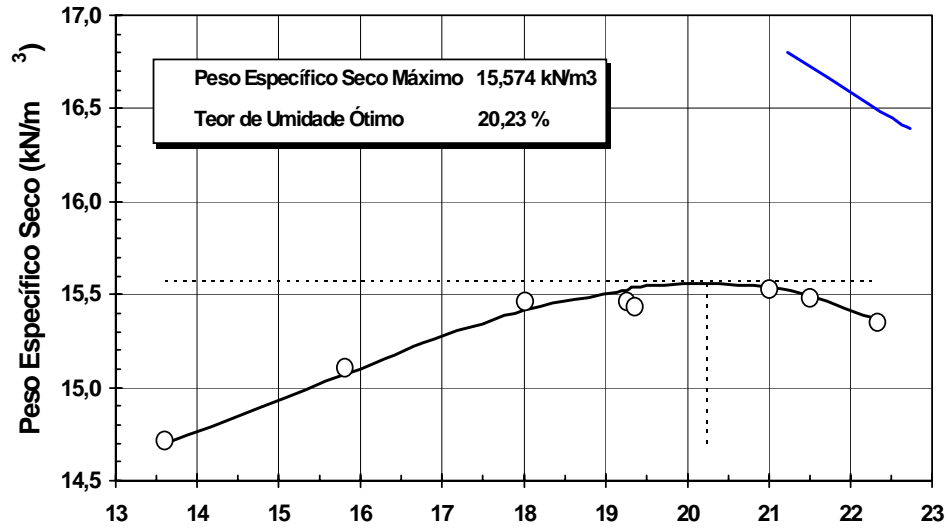


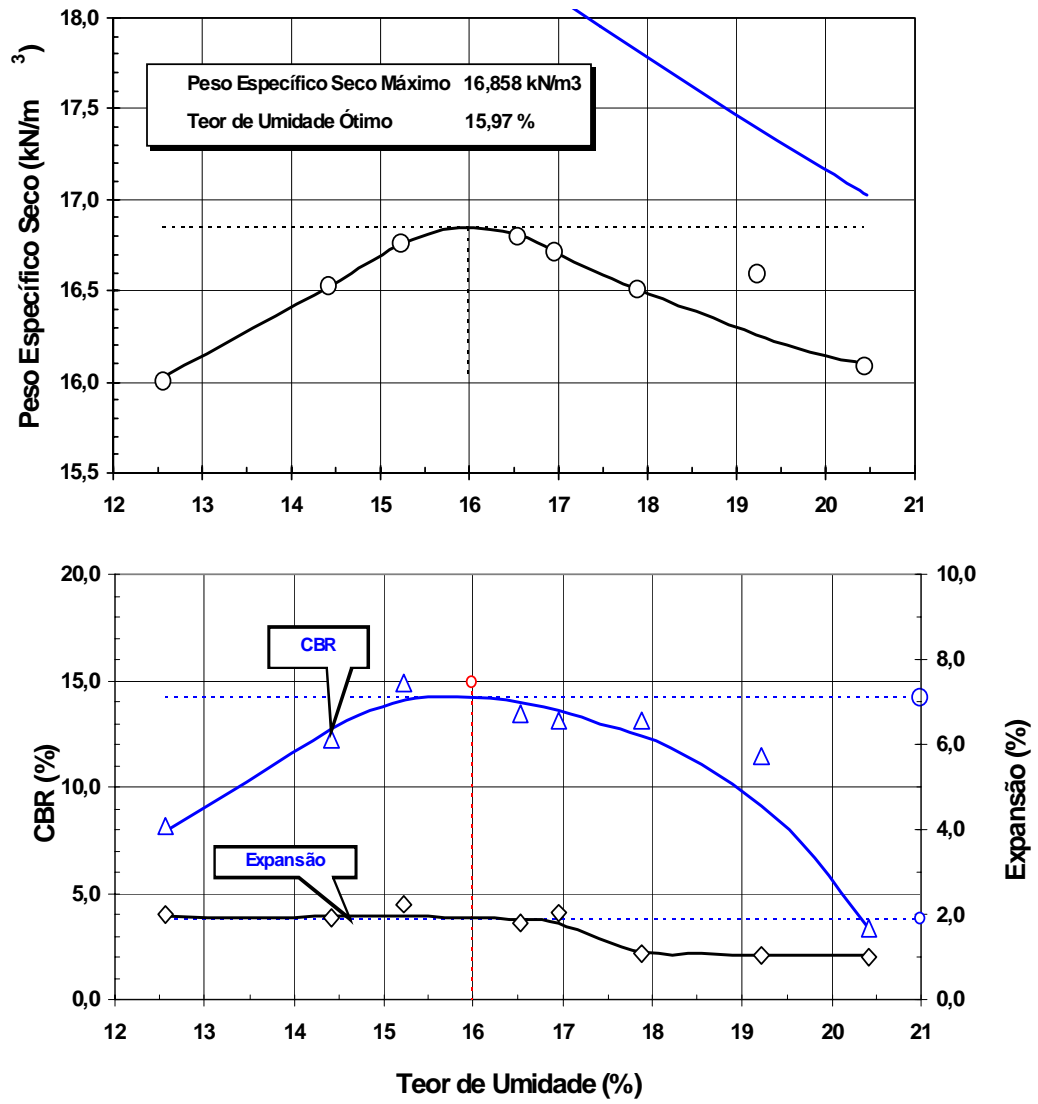
Figura 5B – Curva de compactação e CBR – Energia intermediária – Solo PVB



**Figura 6B** – Curva de compactação e CBR – Energia modificada – Solo PVB

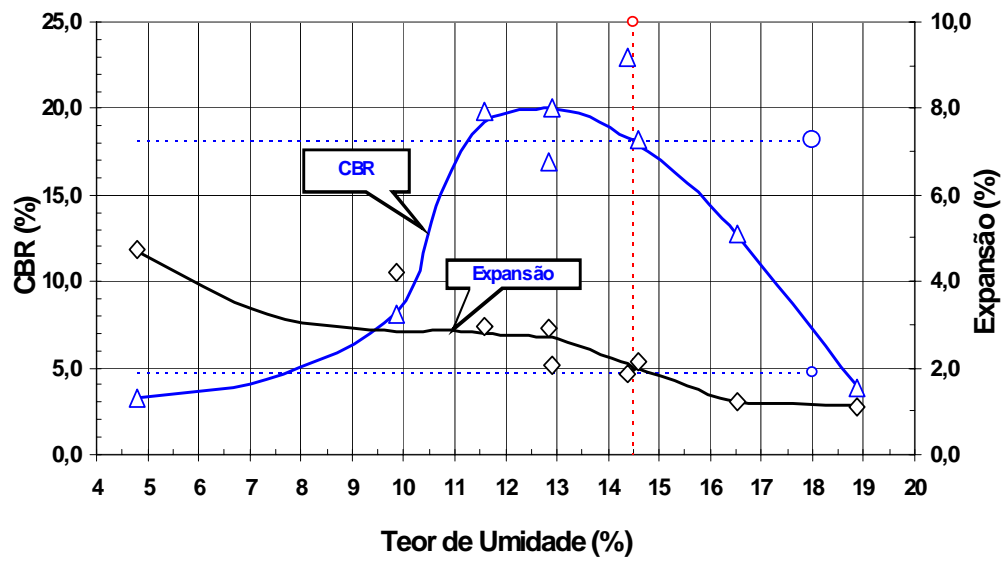
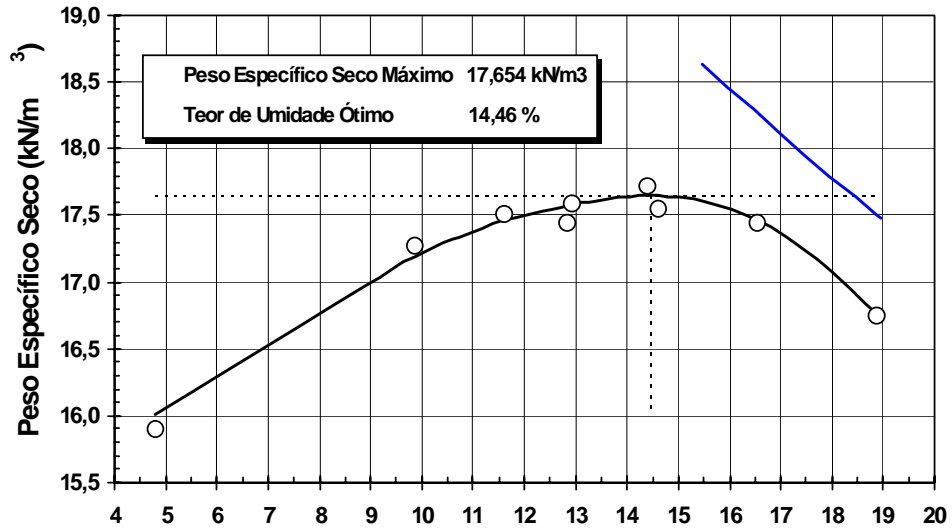


**Figura 7B** – Curva de compactação e CBR – Energia normal – Solo SP



**Figura 8B** – Curva de compactação e CBR – Energia intermediária – Solo SP





**Figura 9B** – Curva de compactação e CBR – Energia modificada – Solo SP