

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL

COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM
AGREGADO RECICLADO A PARTIR DE RESÍDUOS
DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO SUBMETIDO A
CARREGAMENTOS CÍCLICOS

ALEJANDRA MARÍA GÓMEZ JIMÉNEZ

ORIENTADOR: MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, PhD.

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: GTD-117/16

BRASÍLIA / DF: 15 DE ABRIL / 2016

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM AGREGADO
RECICLADO A PARTIR DE RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E
DEMOLIÇÃO SUBMETIDO A CARREGAMENTOS CÍCLICOS

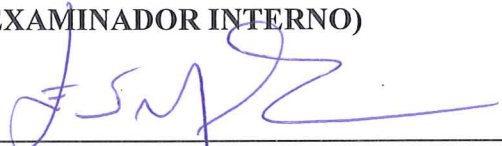
ALEJANDRA MARÍA GÓMEZ JIMÉNEZ

TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL DA
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A
OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR

APROVADA POR:


MARCIO MUNIZ DE FARIAS, PhD (ENC/UnB)
ORIENTADOR


LUIS FERNANDO MARTINS RIBEIRO, PhD (ENC/UNB)
(EXAMINADOR INTERNO)


ENNIO MARQUES PALMEIRA, PhD (ENC/UNB)
(EXAMINADOR INTERNO)


LAURA MARIA GORETTI DA MOTTA, PhD (COPPE/UFRJ)
(EXAMINADOR EXTERNO)


LUIZ GUILHERME RODRIGUES DE MELLO, PhD (DNIT)
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 15 de abril de 2016.

FICHA CATALOGRÁFICA

GÓMEZ, ALEJANDRA MARÍA JIMÉNEZ	
Comportamento Mecânico de um Agregado Reciclado a Partir de Resíduos de Construção e Demolição Submetido a Carregamentos Cíclicos, Distrito Federal, 2016	
xxviii, 185 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutora, Geotecnia, 2016)	
Tese de Doutorado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.	
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental	
1. Agregados reciclados	2. Camada de base
3. Deformação permanente	4. Módulo de resiliência
5. Densidade de poros	6. Shakedown
I. ENC/FT/UnB	II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

GÓMEZ, A.M. J. (2016). Comportamento Mecânico de um Agregado Reciclado a Partir de Resíduos de Construção e Demolição Submetido a Carregamentos Cíclicos. Tese de Doutorado, Publicação GTD-117/16, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 185 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Alejandra María Gómez-Jiménez

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Comportamento Mecânico de um Agregado Reciclado a Partir de Resíduos de Construção e Demolição Submetido a Carregamentos Cíclicos.

GRAU / ANO: Doutora / 2016

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta tese de doutorado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta tese de doutorado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Alejandra María Gómez-Jiménez
SCLN 407 Bloco C Apto 211
Asa Norte
70855530 - Brasília/DF - Brasil

*A minha família pela confiança, suporte, apoio e amor.
Tudo o que Eu sou hoje é por vocês. Os amo muito.
A pessoa que nunca me deixou desfalecer, IFO.*

AGRADECIMENTOS

À Deus por ter me permitido viver essa maravilhosa experiência e por todas as bênçãos recebidas;

Aos meus pais, Raulito e Amparito pelo amor, apoio, confiança e pela força quando houve momentos difíceis. Obrigada por estarem sempre ao meu lado. Eu os amo muito;

Ao meu esposo, companheiro de vida e aventuras. Porque sempre que eu duvido de mim, fica do meu lado para me mostrar que tudo é possível;

Ao meu irmãozinho “Nito” por ser meu amigo e cúmplice ao longo de minha vida. Por estar todos os dias tão perto apesar dos milhares de quilômetros que nos separam;

À minha família toda por sempre ter-me presente nas suas orações e enviarem energias positivas;

Ao meu orientador, Professor Márcio Muniz de Farias, pela paciência e oportuna orientação;

Aos senhores Carlos Andrade e Pedro Câmara proprietários da empresa Areia Bela Vista por ter fornecido todo o material desta pesquisa;

Ao professor Doutor Diego Darío Pérez Ruiz por me facilitar o laboratório de Engenharia Civil da Pontifícia Universidade Javeriana de Cali para fazer os ensaios de deformação permanente;

Ao professor Doutor Luís Eduardo Tobón Llano da Pontifícia Universidade Javeriana de Cali pela ajuda com as rotinas no MatLab para ajustar corretamente os dados experimentais da pesquisa;

Ao professor Doutor Iván Fernando Otálvaro Calle da Pontifícia Universidade Javeriana de Cali pela orientação sobre o comportamento hidromecânico do RCD e pelo projeto e construção do equipamento de translação de eixos para a realização dos ensaios de sucção;

Ao grupo de professores do Programa de Pós-graduação em Geotecnia por ter contribuído na minha formação doutoral;

À professora Liedi Bernucci pelos questionamentos levantados na qualificação, realmente me ajudaram a refletir sobre as análises apresentadas;

Aos senhores Arthur Rocha e Gilson Ferrari pela disposição para consertar os equipamentos;

Aos meus amigos Janaína e Marcus por me abrirem as portas de sua casa e me acolherem como uma irmã. Realmente, me sinto em família com vocês;

Aos meus amigos, Jorge Cormane, Claudia Ochoa, Claudia Gómez, Ivonne Gutiérrez, Catalina Mantilla, Esteban Alarcón, Juan Pablo España y Edgar Rodríguez. Por fazer de nossa vida em Brasília muito mais agradável é muito bom ter um pedacinho de casa por perto;

Aos meus colegas de doutorado Robinson Giraldo e Juan Gabriel Bastidas, pelos risos, os almoços no RU, as ideias trocadas e pelo apoio moral;

Finalmente gostaria de agradecer à CAPES pelo apoio financeiro.

RESUMO

A pesquisa aqui apresentada foi desenvolvida baseada na premissa de que o resíduo de construção e demolição (RCD) pode substituir o agregado natural geralmente utilizado na construção de camadas de base em pavimentos rodoviários.

Ensaios de módulo de resiliência, deformação permanente e sucção por papel filtro e translação de eixos foram realizados no RCD a fim de caracterizar a resposta mecânica do material sob diferentes solicitações de carga e umidade.

Verificou-se que a maior degradação do material é gerada durante o processo de compactação e não durante a aplicação de cargas repetidas. Contudo, o incremento da tensão desvio ou uma pequena variação de umidade, interferem diretamente na resposta mecânica do tipo de RCD avaliado nesta pesquisa, sendo essa desfavorável quando aplicado um incremento na relação de tensões e no teor de umidade.

Os modelos matemáticos empregados para ajustar os dados experimentais obtidos nos ensaios laboratoriais, permitiram avaliar o comportamento mecânico do RCD desta pesquisa em função da variação do nível de tensão aplicado e da umidade adotada no ensaio.

As curvas de retenção de água permitiram verificar a variabilidade no comportamento hidráulico do RCD empregado nesta pesquisa. Também possibilitaram a determinação da curva de densidade de poros as quais definiram que o RCD avaliado apresentou três tamanhos de poro característicos.

A resistência ao cisalhamento foi calculada indiretamente relacionando três diferentes ensaios de resistência aplicados no RCD. Os parâmetros da resistência ao cisalhamento saturados e não saturados foram apresentados.

Por fim, uma simulação numérica empregando o software M-EPDG permitiu comparar as deformações da estrutura do pavimento quando construída com materiais convencionais e modificando a camada de base utilizando apenas RCD.

Os resultados obtidos, permitem aceitar a hipótese de que o RCD avaliado é um material adequado para ser usado na camada de base, visto que o material deste estudo apresenta comportamento mecânico compatível com o agregado convencional empregado habitualmente no Distrito Federal na construção da camada de base.

ABSTRACT

The hypothesis that the construction and demolition waste (CDW) can replace partially or completely the commonly used granular pavement layers have been investigated in this research.

Tests such as resilient modulus, permanent deformation and suction using filter paper and axes translation methods were carried out to characterize the mechanical performance of the CDW under different load requirements and moisture content.

It was verified that most of the degradation of the recycled aggregate is produced during compaction stage and not during cyclic loading. However, the increase of the ratio between deviatoric and confining stresses or slight changes in the moisture content affects directly the mechanical response of the CDW. The effect is more critical when both variables are increased simultaneously.

The mathematical models used to adjust the obtained experimental data from the tests allowed to evaluate the mechanical performance of the CDW as a function of stress ratio and moisture changes.

The water retention curves allowed verifying the variability in the hydraulic performance of the CDW. Furthermore, the pores density curves defined that the tested material have three characteristic pore sizes.

Finally, a numerical simulation using M-EPDG allowed comparing the deformations of a pavement structure built with conventional materials and replacing the base with CDW.

Based on the fact that the CDW shows a better mechanical performance compared to the conventional materials used in granular bases of pavements, the initial hypothesis is accepted.

RESUMEN

Esta investigación se desarrolló con la hipótesis de que el residuo de construcción y demolición (RCD), puede substituir de manera parcial o total los materiales granulares empleados de forma habitual en la construcción de las capas granulares de los pavimentos viales.

Ensayos de módulo resiliente, deformación permanente y succión por los métodos de papel filtro y traslación de ejes, fueron aplicados en el RCD con el fin de caracterizar su respuesta mecánica, bajo diferentes solicitaciones de carga y humedad.

Se verificó que la mayor degradación del agregado reciclado se presenta durante el proceso de compactación y no durante la aplicación de cargas repetidas. Sin embargo, el incremento de la tensión desvió o una pequeña variación en el contenido de humedad, interfieren directamente en la respuesta mecánica del RCD. Siendo esta desfavorable cuando las dos condiciones crecen.

Los modelos matemáticos empleados para ajustar los datos experimentales obtenidos en los ensayos de laboratorio, permitieron evaluar el comportamiento mecánico del RCD en función de la variación de las tensiones e de la humedad evaluadas.

Las curvas de retención de agua permitieron verificar la variabilidad en el comportamiento hidráulico del RCD. Además, fue posible determinar la curva de densidad de poros las cuales definieron que el material evaluado posee tres tamaños de poro característicos.

La resistencia al cizallamiento se calculó de forma indirecta usando tres ensayos de resistencia. Los parámetros en el estado saturado y no saturado fueron presentados.

Por último, una simulación numérica empleando el software M-EPDG permitió comparar las deformaciones de la estructura del pavimento construida con materiales convencionales y reemplazando la base con RCD.

Los resultados obtenidos, permitieron aceptar la hipótesis inicial. Una vez que el RCD presenta un comportamiento mecánico mejor que el agregado convencional empleado en la construcción de bases granulares para pavimentos viales.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1	INTRODUÇÃO	1
1.1.	OS RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO (RCD). POR QUE USÁ-LOS?	1
1.2.	RELEVÂNCIA DA PESQUISA	3
1.3.	OBJETIVOS	5
1.4.	ESTRUTURA DO TRABALHO	6
CAPÍTULO 2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	8
2.1.	INTRODUÇÃO	8
2.2.	RECICLAGEM DE RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO	8
2.2.1	Normativas e Legislação	11
2.3.	AGREGADO RECICLADO DE RCD COMO MATERIAL GRANULAR DE BASE OU SUB-BASE	13
2.4.	COMPORTAMENTO RESILIENTE DO MATERIAL GRANULAR	18
2.4.1.	Fatores que afetam o módulo resiliente (M_R)	20
2.4.2.	Modelos analíticos usados na obtenção do Módulo de Resiliência	21
2.5.	DEFORMAÇÃO PERMANENTE EM MATERIAIS GRANULARES	26
2.5.1.	Fatores que afetam a deformação permanente	29
2.5.2.	Teoria do Shakedown	34
2.5.3.	Modelos empíricos e analíticos empregados na avaliação da deformação permanente	38
2.6.	IMPORTÂNCIA DA FORMA NOS MATERIAIS GRANULARES	40
2.6.1.	Forma	41
2.6.2.	Angularidade	41
2.6.3.	Caracterização da forma dos agregados utilizando Análise Digital de Imagens (AIMS)	42
2.7.	AValiação DA DEGRADAÇÃO DOS MATERIAIS GRANULARES DEVIDO À QUEBRA	43
2.8.	CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA WRC	46
2.8.1.	Modelos para representar a curva de retenção de água do solo	48
2.8.2.	Distribuição e tamanho de poros	50
2.9.	RESUMO	52
CAPÍTULO 3	MATERIAIS E MÉTODOS	54
3.1.	INTRODUÇÃO	54
3.2.	SELEÇÃO DO MATERIAL	55
3.3.	CARACTERIZAÇÃO DO RCD EMPREGADO NA PESQUISA	56
3.3.1.	Caracterização física	57
3.3.2.	Caracterização química	57
3.3.3.	Caracterização mecânica	58
3.4.	PROGRAMA EXPERIMENTAL	59
3.4.1.	Curva granulométrica selecionada	59
3.4.2.	Características de compactação e moldagem	60
3.4.3.	Medição do módulo de resiliência (M_R) no RCD	65
3.4.4.	Curva de retenção de água (WRC) e avaliação da distribuição de poros do RCD	66
3.4.5.	Avaliação da degradação do RCD devido à quebra	69
3.4.6.	Determinação da deformação permanente do RCD	73
3.5.	ANÁLISE DOS DADOS EXPERIMENTAIS	75
3.6.	RESUMO	76

CAPÍTULO 4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS	78
4.1.	INTRODUÇÃO	78
4.2.	COMPORTAMENTO RESILIENTE DO RCD	78
4.2.1.	Influência da energia de compactação	78
4.2.2.	Influência da cura na resposta resiliente do RCD	82
4.2.3.	Influência da saturação na resposta resiliente do RCD	86
4.3.	RESULTADOS DA RETENÇÃO DE ÁGUA E DA DISTRIBUIÇÃO DE POROS DO RCD.....	90
4.3.1.	Medição de sucção aplicando a técnica do papel filtro.....	90
4.3.2.	Medição de sucção aplicando a técnica de translação de eixos	92
4.3.3.	Características de retenção de água.....	93
4.3.4.	Tamanho e distribuição de poros	98
4.4.	CARACTERIZAÇÃO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DO RCD.....	99
4.4.1.	Influência da tensão desvio aplicada.....	100
4.4.2.	Influência da umidade do corpo de prova	104
4.4.3.	Aplicação da teoria do Shakedown	106
4.4.4.	Modelação da deformação permanente a partir dos dados experimentais	112
4.5.	DEGRADAÇÃO DO RCD DEVIDO À QUEBRA DURANTE COMPACTAÇÃO OU APLICAÇÃO DE CARREGAMENTOS CÍCLICOS	120
4.5.1.	Variação da curva granulométrica.....	120
4.5.2.	Avaliação da degradação por análise digital de imagens AIMS	125
4.5.3.	Índices de quebra.....	130
4.6.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	135
CAPÍTULO 5	MODELO EMPÍRICO-MECANÍSTICO E SIMULAÇÃO DA ESTRUTURA DO PAVIMENTO	142
5.1.	CONSIDERAÇÕES DO MODELO	142
5.2.	FORMULAÇÃO DO MODELO	143
5.3.	AJSUTE DO MODELO PARA OS DADOS	145
5.4.	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO RCD	155
5.5.	SIMULAÇÃO DA ESTRUTURA DO PAVIMENTO COM O RCD COMO MATERIAL GRANULAR.....	161
5.6.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	168
CAPÍTULO 6	171
CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	171
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	176
ANEXOS	182
ANEXO 1. DADOS EMPREGADOS NA SIMULAÇÃO COM O M-EPDG	182

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1. Materiais típicos que compõem os RCD nos Estados Unidos (EPA, 2003).	9
Tabela 2-2. Ensaios para controle durante a construção da obra (GEAR, 2011).	10
Tabela 2-3. Quantidade total de RCD coletado no Brasil em 2011 e 2012 (ABRELPE 2012 <i>apud</i> Sinisterra, 2014).	11
Tabela 2-4. Especificações para agregados reciclados de RCD para aplicações na pavimentação (Souza, 2015).	12
Tabela 2-5. Ensaios e valores mínimos requeridos para o uso de RCD nos Estados Unidos (TRB, 2008).	13
Tabela 2-6. Constantes de regressão e módulos de resiliência do RCD (Gómez, 2011).	23
Tabela 2-7. Resumo dos modelos numéricos empregados para à previsão da deformação permanente de materiais granulares (modificado de Lekar <i>et al.</i> , 2000b).	39
Tabela 3-1. Caracterização física do RCD (Gómez, 2011).	57
Tabela 3-2. Caracterização mecânica do RCD desta pesquisa (Gómez, 2011).	59
Tabela 3-3. Parâmetros de resistência ao cisalhamento do RCD (Gómez, 2011).	59
Tabela 3-4. Curva granulométrica empregada no RCD utilizado nesta pesquisa.	60
Tabela 3-5. Energias de compactação empregadas na compactação dos CP de Módulo.	61
Tabela 3-6. Resultado ANOVA para CP compactados no INFRALAB, na energia Intermediária, considerando o índice de vazios.	62
Tabela 3-7. Resultado ANOVA para CP compactados no INFRALAB, na energia Modificada, considerando o índice de vazios.	62
Tabela 3-8. Resultado da ANOVA considerando homogeneidade no e_0 CP compactados manualmente na PUJ.	63
Tabela 3-9. Análise de variância simples aplicada sobre os índices de vazios obtidos mediante duas metodologias de compactação.	64
Tabela 3-10. Energias de compactação empregadas para preparação de CP para ensaios de retenção de água.	65
Tabela 3-11. Análise de variância para os CP compactados na energia Proctor intermediária.	65
Tabela 3-12. Sequência de carregamentos para materiais de base e sub-base (AASHTO T307-99).	66
Tabela 4-1. Coeficientes de ajuste empregados.	79
Tabela 4-2. Comparação de módulos de resiliência do RCD avaliado para diferentes períodos de cura e energia de compactação.	84
Tabela 4-3. Porcentagem de variação do M_R com relação a umidade e energia de compactação.	89
Tabela 4-4. Parâmetros de ajuste segundo equação empregada.	97
Tabela 4-5. Condições gerais dos ensaios de deformação permanente aplicados no RCD.	100
Tabela 4-6. Dissipação de energia por ciclo de carga aplicada.	101
Tabela 4-7. Evolução da deformação permanente segundo a umidade do corpo de prova para um mesmo estado de tensão ($\sigma_d/\sigma_3 = 2,0$).	105
Tabela 4-8. Modelos analíticos de deformação permanente empregados na pesquisa.	112
Tabela 4-9. Parâmetros de ajuste obtidos segundo o modelo de deformação permanente empregado.	119
Tabela 4-10. Diâmetros representativos e porcentagem de finos no RCD.	121
Tabela 4-11. Análise estatística do incremento da porcentagem de finos segundo o ensaio aplicado.	125
Tabela 4-12. Classificação do RCD segundo as propriedades de forma, angularidade, esfericidade e textura.	126
Tabela 4-13. Parâmetros estatísticos obtidos a partir dos ensaios.	127
Tabela 4-14. Índices de quebra para diferentes energias de compactação e períodos de cura.	133
Tabela 4-15. Análise de variância considerando que os índices de quebra são iguais sem importar o ensaio aplicado no RCD.	135
Tabela 5-1. Parâmetros de ajuste do modelo NCHRP1-37A (2004), modificado para $N = 10^6$	147
Tabela 5-2. Parâmetros de ajuste do modelo NCHRP1-37A (2004). Relação de tensões $\sigma_d/\sigma_3 = 6,0$ para $w = 13,0$ e $16,0\%$	149

Tabela 5-3. Parâmetros de ajuste do modelo NCHRP1-37A (2004). Relação de tensões $\sigma_d/\sigma_3 = 8,0$ para $w = 13,0\%$	151
Tabela 5-4. Tensões principais no teor de umidade ótima $w = 13\%$, para os diferentes ensaios.	156
Tabela 5-5. Parâmetros da resistência ao cisalhamento não saturada do RCD.	159
Tabela 5-6. Características físicas e propriedades de resistência ao cisalhamento de agregados reciclados.....	161
Tabela 5-7. Idade na qual a estrutura atinge o afundamento de projeto.....	166

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1. Aplicações dos agregados reciclados (RCD) em estradas (Petkovic <i>et al.</i> , 2004).	14
Figura 2-2. Variação da tensão máxima na ruptura com o tempo de cura após ensaio de M_R (Gómez, 2011).....	15
Figura 2-3. Modelos de Módulo de Resiliência secante e tangente (Theyse, 2007).	19
Figura 2-4. Variação do Módulo de resiliência com relação à tensão volumétrica: a) RCD pesquisa de Gómez (2011); b) RCD pesquisa de Leite <i>et al.</i> (2011).....	21
Figura 2-5. Evolução do módulo de resiliência com o incremento da tensão confinante: a) Gómez (2011) b) Gupta <i>et al.</i> (2009).	24
Figura 2-6. Deformação plástica gerada durante um ciclo de carga no RCD aplicando uma onda Haversine.....	27
Figura 2-7. Tensões geradas pelo pneumático sobre o pavimento (Lekarp & Dawson, 1998).....	28
Figura 2-8. Curvas granulométricas ajuste Fuller para RCD e RCD inicial (modificado Gómez 2011).	30
Figura 2-9. Deformação permanente do agregado reciclado de RCD, para diferentes níveis de tensão (Leite <i>et al.</i> , 2011).	32
Figura 2-10. Estágios do Shakedown (Werkmeister <i>et al.</i> , 2004).....	35
Figura 2-11. Ilustração dos tipos de deformação permanente descritos pela teoria do <i>Shakedown</i> (Theyse, 2007).....	36
Figura 2-12. Conceito do <i>Shakedown</i> aplicado à deformação axial permanente em RCD (Leite <i>et al.</i> , 2011).	37
Figura 2-13. Componentes da forma do agregado: forma, angularidade e textura (Masad, 2005).	40
Figura 2-14. Variação do ID_p considerando energia de compactação Proctor e teor de umidade (Gómez, 2011).....	45
Figura 2-15. Forma da curva de retenção de água do solo segundo a distribuição do tamanho dos poros (Marinho, 2005).	47
Figura 2-16. Principais feições da curva de retenção de água (Fredlund & Xing, 1994).....	49
Figura 2-17. Analogia entre função de densidade de poros e a curva de retenção (Otálvaro, 2013). ...	52
Figura 3-1. Metodologia adotada para a caracterização do RCD avaliado nesta pesquisa.	54
Figura 3-2. Processo de amostragem e britagem do RCD: a) armazenamento nos pátios da Areia Bela Vista; b) Britadora Metso – Nordberg; c) tamanho RCD após britagem primária; d) britadora de mandíbulas empregada no processo de britagem secundário; e) tamanho RCD após britagem secundária (Gómez, 2011).....	56
Figura 3-3. Materiais que compõem o RCD segundo a sua natureza (Gómez, 2011).	56
Figura 3-4. Granulometria utilizada nesta pesquisa e efeito do teor de umidade na compactação (Gómez, 2011).....	60
Figura 3-5. Placa de pressão com cerâmica de alto valor de entrada de ar e acoplada com uma <i>Hanging column</i>	67
Figura 3-6. Corpos de prova em processo de secagem para ensaio de sucção pelo método do papel filtro.	68
Figura 3-7. Posicionamento do papel filtro para obtenção das sucções matricial e total.	69
Figura 3-8. AIMS, Sistema de medição de agregados através de imagens (PINE, 2011).....	71
Figura 3-9. Prensa triaxial cíclica empregada nos ensaios de deformação permanente (PUJ).....	75
Figura 4-1. Variação do M_R para diferentes períodos de cura: a) energia Proctor intermediária; b) energia Proctor modificada.	79
Figura 4-2. Relação entre o módulo de resiliência e a tensão octaédrica: a) energia Proctor intermediária, b) energia Proctor modificada.	81
Figura 4-3. Relação entre o módulo de resiliência e a tensão volumétrica θ : a) energia Proctor intermediária, b) energia Proctor modificada.	81
Figura 4-4. Comparação entre os valores de módulo obtidos no ensaio triaxial cíclico vs. os previstos no Modelo Universal: a) 15 dias de cura, b) 30 dias de cura.	82
Figura 4-5. Comparação entre os valores de módulo obtidos no ensaio triaxial cíclico vs. os previstos no Modelo Universal: a) 60 dias de cura, b) 365 dias de cura.	83

Figura 4-6. Evolução do módulo de resiliência no tempo a) energia Proctor intermediária; b) energia Proctor modificada.	83
Figura 4-7. Comparação entre M_R do RCD e o agregado natural de Basalto.	85
Figura 4-8. Comparação entre o M_R do RCD e o agregado natural de Calcário (BSB)	86
Figura 4-9. Módulos de resiliência sobre corpos de prova saturados: a) compactados na energia Proctor intermediária, b) compactados na energia Proctor modificada.	87
Figura 4-10. Variação do módulo de resiliência com o aumento da tensão volumétrica, a energia de compactação e o teor de umidade.	88
Figura 4-11. Sensibilidade do módulo de resiliência segundo a umidade e o método de compactação (modificado de Stolle <i>et al.</i> , 2009).	89
Figura 4-12. Variação do módulo de resiliência em agregados naturais (Muñoz & Zapata, 2015).	90
Figura 4-13. Influência da energia e umidade de compactação na sucção matricial e total do RCD. a) sucção matricial e total, b) sucção com variação da energia.	91
Figura 4-14. Influência da umidade e a energia de compactação na sucção medida pela técnica de translação de eixos.	92
Figura 4-15. Curvas de retenção de água (WRC) do RCD compactado na energia intermediária.	93
Figura 4-16. Curvas de retenção de água (WRC) do RCD compactado na energia modificada.	94
Figura 4-17. Curvas de retenção de água do RCD com energia de compactação variável e umidade de compactação constante, $\omega = 13\%$	94
Figura 4-18. Diagrama de poros assumido: a) um poro dominante; b) dois poros dominantes; c) três poros dominantes.	96
Figura 4-19. Curvas de retenção de água com variação na umidade de compactação: a) energia Proctor intermediária, b) energia Proctor modificada.	97
Figura 4-20. Curvas de injeção de ar do RCD: a) energia Proctor intermediária; b) energia Proctor modificada.	98
Figura 4-21. Curvas de densidade de poros do RCD: a) energia Proctor intermediária; b) energia Proctor modificada.	99
Figura 4-22. Evolução da dissipação da energia por ciclo de carga aplicado no RCD.	101
Figura 4-23. Deformação permanente versus o número de ciclos de carga para o RCD: a) $w = 9,0\%$; b) $w = 13,0\%$; c) $w = 16,0\%$	103
Figura 4-24. Deformação axial permanente segundo a variação de umidade para do ensaio para $\sigma_d/\sigma_3 = 2,0$, sendo $\sigma_d = 150$ kPa e $\sigma_3 = 60$ kPa.	105
Figura 4-25. Evolução da deformação permanente segundo a umidade do ensaio para $\sigma_d/\sigma_3 = 6,0$, sendo $\sigma_d = 350$ kPa e $\sigma_3 = 60$ kPa.	106
Figura 4-26. Evolução da deformação permanente do RCD segundo o conceito do <i>Shakedown</i> de Werkmeister <i>et al.</i> (2004).	107
Figura 4-27. Taxa de deformação permanente do RCD, utilizando o conceito do <i>Shakedown</i>	108
Figura 4-28. Variação da taxa de deformação permanente do RCD segundo a relação de tensões aplicada e o teor de umidade de cada ensaio.	109
Figura 4-29. Previsão da deformação permanente do RCD, para uma umidade de 9,0% e uma relação de tensões: a) $\sigma_d/\sigma_3=2$; b) $\sigma_d/\sigma_3=4$; c) $\sigma_d/\sigma_3=6$; d) $\sigma_d/\sigma_3=8$	113
Figura 4-30. Previsão da deformação permanente do RCD, para uma umidade de 13,0% e uma relação de tensões: a) $\sigma_d/\sigma_3=2$; b) $\sigma_d/\sigma_3=4$; c) $\sigma_d/\sigma_3=8$	114
Figura 4-31. Previsão da deformação permanente do RCD, para uma umidade de 13,0% e uma relação de tensões: a) $\sigma_d/\sigma_3=2$; b) $\sigma_d/\sigma_3=6$; c) $\sigma_d/\sigma_3=8$	115
Figura 4-32. Previsão da deformação permanente do RCD desta pesquisa, empregando o modelo de Lekarp & Dawson (1998).	116
Figura 4-33. Deformação permanente do RCD ajustado com o modelo de Pérez <i>et al.</i> (2006): a) $\sigma_d/\sigma_3=2,0$; b) $\sigma_d/\sigma_3=4,0$; c) $\sigma_d/\sigma_3=6,0$; d) $\sigma_d/\sigma_3=8,0$	117
Figura 4-34. Variação da curva granulométrica após compactação, (Gómez, 2011).	122
Figura 4-35. Variação da curva granulométrica após módulo de resiliência nas energias Proctor intermediária e modificada.	122
Figura 4-36. Representação gráfica da especificação <i>Superpave</i> para o RCD em análise.	123

Figura 4-37. Comparação das curvas granulométricas do RCD após ensaios de deformação permanente.	124
Figura 4-38. Montagem do agregado em análise no AIMS. a) agregado graúdo, b) agregado miúdo.	125
Figura 4-39. Distribuição da esfericidade (cubicidade) do RCD para cada tamanho de agregado graúdo analisado, considerando o efeito da compactação.	128
Figura 4-40. Razões de alongamento e achatamento do RCD: a) antes da compactação (AC), b) Proctor intermediária (PI+M _R), Proctor modificada (PM+M _R).	129
Figura 4-41. Índices de quebra obtidos em diferentes ensaios mecânicos dados tomados de Gómez (2011).	130
Figura 4-42. Iso-linhas de degradação segundo a energia de compactação e o teor de umidade (Gómez <i>et al.</i> , 2013).	132
Figura 4-43. Índices de quebra após ensaios de módulo resiliente variando o tempo de cura: a) energia Proctor intermediária; b) energia Proctor modificada.	133
Figura 4-44. Variabilidade dos índices de quebra B_g para níveis de tensão e umidade diferentes.	134
Figura 4-45. Variação do índice de quebra segundo o ensaio aplicado para umidade constante de 13,0%.	135
Figura 5-1. Deformação permanente típica de um material granular, submetido a carregamentos repetidos (NCHRP1-37A, 2004).	143
Figura 5-2. Variação da deformação axial permanente em função do número de ciclos e o teor de umidade para um nível de tensão $\sigma_d/\sigma_3 = 2,0$.	146
Figura 5-3. Variação da deformação axial permanente em função do número de ciclos e o teor de umidade para um nível de tensão $\sigma_d/\sigma_3 = 4,0$.	146
Figura 5-4. Variação da deformação axial permanente em função do número de ciclos para um teor de umidade $w = 9,0\%$ e um nível de tensão $\sigma_d/\sigma_3 = 6,0$.	147
Figura 5-5. Variação da deformação axial permanente em função do número de ciclos para um teor de umidade $w = 9,0\%$ e um nível de tensão $\sigma_d/\sigma_3 = 8,0$.	148
Figura 5-6. Evolução da deformação permanente para $\sigma_d/\sigma_3 = 6,0$ para $w = 13,0\%$ versus o modelo.	149
Figura 5-7. Evolução da deformação permanente para $\sigma_d/\sigma_3 = 6,0$ para $w = 16,0\%$ versus o modelo.	150
Figura 5-8. Evolução da deformação permanente para $\sigma_d/\sigma_3 = 8,0$ para $w = 13,0\%$ versus o modelo.	151
Figura 5-9. Evolução da deformação permanente para $\sigma_d/\sigma_3 = 8,0$ para $w = 16,0\%$ versus o modelo.	152
Figura 5-10. Variação do parâmetro β com relação ao teor de umidade.	153
Figura 5-11. Variação do parâmetro ε_0 em função do teor de umidade.	153
Figura 5-12. Variação do módulo de resiliência e deformação, segundo o teor de umidade avaliado.	154
Figura 5-13. Envoltória de ruptura do RCD para $w = 13,0\%$.	157
Figura 5-14. Estruturas avaliadas na análise empírico-mecanística, de esquerda para a direita: a) estrutura convencional; b) estrutura com base de RCD; c) estrutura com base e sub-base em RCD; d) CBUQ e base em RCD; e) estrutura em RCD.	162
Figura 5-15. Rodovia federal BR-020/DF (Fonte Wikipedia, 17/04/2016)	163
Figura 5-16. Avaliação estrutural do pavimento convencional com o programa M-EPDG.	164
Figura 5-17. Variação dos deslocamentos da base granular segundo o teor de umidade: a) estrutura com base granular em RCD; b) estrutura com base e sub-base granular em RCD.	164
Figura 5-18. Variação dos deslocamentos da base granular segundo o teor de umidade: a) estrutura com CBUQ+BG _(RCD) ; b) estrutura completa em RCD.	165
Figura 5-19. Afundamentos parciais e máximos das estruturas de pavimento avaliadas.	166
Figura 5-20. Afundamentos previstos nas estruturas dos pavimentos simulados nesta pesquisa.	167

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials;</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas;
ABRELPE	Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais;
AC	Antes de compactação;
AEV	<i>Air Entry Value;</i>
AIC	<i>Air Injection Curve;</i>
AIMS	<i>Aggregate Image Measurement System;</i>
ANOVA	Análise de Variância Simples;
<i>apud</i>	Citado por;
AR	Agregado reciclado;
ASCOLES	Associação das Empresas de Coletores de Entulho de Obra e Similares de Brasília;
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials;</i>
ATT	<i>Axel Translation Test;</i>
B_g	Índice de quebra de Marsal;
CBR	Índice de suporte de Califórnia;
CCR	Concretos Compactados com Rolo;
CHN	Análise elementar;
CONAMA	Conselho Nacional do Meio Ambiente;
CP	Corpo de prova;
CV	Coefficiente de Variação;
DF	Distrito Federal;
ΔH	Diferencial na altura do corpo de prova em um número dado de aplicações de carga;
DNER	Departamento Nacional de Estradas e Rodagem;
DNIT	Departamento Nacional da Infraestrutura de Transportes;
DP	Deformação Permanente;
DRX	Difração de raios X;
e	Índice de vazios;
e_a	Índice de ar;
EICM	<i>Enhanced Integrated Climatic Model</i>
EPA	<i>US Environmental Protection Agency;</i>
<i>et. al.</i>	E outros;
ETS	Especificação Técnica de Serviço;
e_w	Índice de água;
f	Índice de forma;
F	Distribuição de probabilidade Fisher;
FPM	<i>Filter Paper Method;</i>
FRX	Fluorescência de raios X;
GEAR	<i>Guía Española de Áridos Reciclados Procedentes de Residuos de Construcción y Demolición;</i>
GERD	<i>Asociación Española de Gestores de Residuos de Construcción y Demolición;</i>
H_0	Altura inicial do corpo de prova;
Hz	Hertz;
ID_p	Índice de degradação por compactação Proctor;
INFRALAB	Laboratório do Instituto de Infraestrutura da UnB;
IPC	Instituto de Pesquisa Rodoviária;
k_1	Coefficiente de regressão dependente da rigidez do material;

k_2	Coeficiente de não linearidade dependente da tensão de confinamento;
k_3	Coeficiente de não linearidade dependente da tensão desvio;
kN	Quilo Newton;
kPa	Quilo Pascal;
LET	Laboratório de Engenharia de Transportes da UFC;
m	Metros;
m^2	Metro cuadrado;
m^3	Metro cúbico;
Max	Máximo;
M-EPDG	Mechanistic – Empirical Pavement Design Guide
Min	Mínimo;
mm	Milímetros;
μm	Micrómetro;
MPa	Mega Pascal;
M_R	Módulo de resiliência
M_{Ri}	Módulo de resiliência na energia Proctor intermediária;
M_{Rm}	Módulo de resiliência na energia Proctor modificada;
M_t	Módulo de resiliência tangente
N	Ciclos de carga;
n	Porosidade;
NBR	Norma Brasileira;
NCHRP	National Cooperative Highway Research Program;
P	Pressão absoluta;
p_a	Pressão atmosférica;
Pa	Pascal;
PCC	<i>Pressure Constant Confinant</i> ;
pF	Coluna de água;
PI	Eenergia de compactação Proctor intermediária;
PM	Energia de compactação Proctor modificada;
PMSP	Prefeitura Municipal de São Paulo;
PNRS	Política Nacional de Resíduos Sólidos;
PSD	<i>Pore Size Density</i> ;
PUJ	Pontificia Universidad Javeriana - Cali, Colômbia;
PVC	Policloreto de vinila
R^2	Coeficiente de correlação linear;
RAP	Agregado Reciclado de Pavimento Asfáltico;
RAW	Standard Road Specification;
RCA	Agregado Reciclado de Concreto;
RCCP	Agregado Reciclado de Concreto de Cimento Portland;
RCD	Resíduos de Construção e Demolição;
RCD-R	Resíduos de Construção e Demolição, Reciclados;
RS	Rio Grande do Sul;
RSU	Resíduos Sólidos Urbanos;
s	Segundos;
Sat	Saturado;
S_d	Grau de solidez;
SLU	Serviço de Limpeza Urbana;

S_r	Grau de saturação;
ton/ano	Toneladas por ano;
TRB	Transportation Research Board;
RCS	Resistência à compressão uniaxial;
UFC	Universidade Federal de Ceará;
UnB	Universidade de Brasília;
UNE-EM	Norma Européia - Espanha;
UNI	Norma Européia - Itália;
w	Teor de umidade ou conteúdo de umidade;
WRC	<i>Water Retention Curve</i> ;

ϵ_p	Deformação axial permanente acumulada;
ϵ_r	Deformação resiliente;
%	Porcentagem;
<	Menor que;
>	Maior que;
\leq	Menor ou igual que;
\geq	Maior ou igual que;
χ	Parâmetro de Bishop;
$\Delta\epsilon$	Diferencial de deformação;
δ_{ij}	Delta de Kronecker;
$\Delta\sigma$	Diferencial de tensão;
γ_{H_2O}	Tensão superficial da água
θ	Primer invariante de tensão ou tensão volumétrica;
θ	Ângulo de orientação dos pontos de borda das partículas;
θ'	Tensão volumétrica efetiva;
S	Sucção matricial;
σ	Tensão axial;
\int	Integral;
σ_1	Tensão principal maior;
σ_3	Tensão principal menor;
σ_d	Tensão desvio cíclica;
σ_d/σ_3	Relação de tensões;
σ_{ij}	Tensor de tensões totais;
σ'_{ij}	Tensor de tensões efetivas;
τ	Tensão cisalhante;
τ_{oct}	Tensão cisalhante octaédrica;
$u_a - u_w$	Sucção matricial;
Π	Sucção osmótica ;
Σ	Somatória;
Ψ	Sucção total;

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1. OS RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO (RCD). POR QUE USÁ-LOS?

Nos anos recentes, os países desenvolvidos têm se preocupado com problemas sociais e econômicos relacionados ao meio ambiente. A principal preocupação tem a ver com o desenvolvimento sustentável e a proteção dos recursos naturais limitados. O aumento da população a nível mundial tem acrescentado à demanda de materiais adequados para a construção e manutenção da infraestrutura civil, com o conseqüente aumento dos custos de construção.

Em segundo lugar, preocupa a gestão dos resíduos produzidos por meio de processos industriais ou pela construção e demolição de estruturas civis por causa da diminuição dos espaços nos aterros sanitários e aumento dos custos de disposição. Esses problemas levaram a uma maior sensibilidade social e política para o meio ambiente, com conseqüências significativas especialmente na engenharia rodoviária. A necessidade de reduzir os custos e o tempo de construção levou a considerar a reciclagem de resíduos como uma alternativa adequada para reduzir o uso de materiais virgens na construção de estradas e obras de manutenção ou remodelação.

Uma das opções tecnológicas consideradas, a nível mundial, para a redução de materiais volumosos e poluentes é a utilização dos resíduos de construção e demolição para a construção de novas estruturas em lugar dos materiais não renováveis. A demanda por construções e materiais sustentáveis tem promovido o desenvolvimento de técnicas para reaproveitamento de resíduos gerados pelos processos de construção e demolição (Rahardjo *et al.*, 2011). Como tal, o emprego dos RCD como agregados na construção de camadas de base ou sub-base parece ser uma possibilidade válida para resolver os problemas descritos. Pesquisas desenvolvidas em países como Holanda, Hong Kong, Espanha, Alemanha, Estados Unidos e Brasil assim o confirmam (Park, 2003; Poon & Chan, 2006;

Gómez, 2011; Góngora, 2011; Leite *et al.*, 2011; Amorim, 2013; Farias *et. al.*, 2013; Sinisterra, 2014).

A quantidade de resíduos gerada em nível mundial e local é significativa e o incremento de volume é cada vez maior devido à construção de diferentes infraestruturas e renovação das atuais. Segundo o reportado por Gómez (2011) na União Europeia, são gerados em torno de 300 milhões de toneladas/ano. Nos Estados Unidos, em 2003, a produção de RCD chegou a um total de 170 milhões de toneladas provenientes das diferentes fontes ou atividades da construção (EPA, 2003). Em Hong Kong a produção de resíduos era de 19,6 milhões de toneladas/ano em 2004. Segundo (Tam *et al.*, 2008), na Austrália a produção de RCD é 44% dos resíduos sólidos urbanos (RSU) o que equivale a seis milhões de toneladas/ano. No Brasil, no ano 2012 a quantidade de RCD coletado por dia foi 112.248 toneladas indicando uma produção de 41 milhões de toneladas por ano (ABRELPE, 2012 *apud* Sinisterra, 2014). Na Colômbia especificamente na cidade de Cali localizada no Sul oeste do país, a quantidade de resíduos gerados no período compreendido entre os anos 2010 e 2014 tiveram um incremento de 33% passando de 800.000 toneladas/ano para 1.054.587 toneladas/ano, devido à construção de infraestrutura rodoviária e obras públicas conhecidas na região como *Mega Obras* (Embus & Quintero, 2015).

Na cidade de São Paulo, eram gerados seis milhões de toneladas/ano (Kazmierczak, 2001). A estimativa da Associação das Empresas de Coletores de Entulho de Obra e Similares de Brasília (ASCOLES) é que 70% dos Resíduos Sólidos Urbanos (RSU) gerados no Distrito Federal (DF) são constituídos por RCD, com uma carga de 6000 toneladas por dia o que equivale a 2,2 milhões de toneladas por ano (Farias, 2009; Gómez, 2011; Souza, 2013) considerando apenas resíduos coletados pelo Serviço de Limpeza Urbana (SLU).

Alguns usos potenciais para os RCD são: agregado para concreto de baixa resistência, pavimentação de rodovias, material para drenos ou para preenchimento de estruturas de contenção, produção de blocos de cimento, fabricação de blocos pré-moldados para pavimentação e construção de calçadas. A eficiência da reciclagem dos RCD pode ser melhorada caso exista um conjunto de instruções acompanhadas de avanços tecnológicos e

de procedimentos cientificamente testados (Arm, 2001; Bakoss & Ravindrarajah, 1999; Brito-Filho, 1999; François & Jullien, 2009; Kartam *et al.*, 2004).

O uso do RCD em pavimentação dependerá das características da sua composição e das condições locais que incluem: intensidade das cargas mecânicas induzidas pelo tráfego rodoviário, temperatura ambiente, umidade e a reação a vários produtos. Por outro lado, a localização do material alternativo e o custo para transportá-lo são fundamentais para viabilizar seu uso em pavimentação.

Para aceitar o uso de materiais alternativos na fabricação de concretos ou na construção de camadas de base e sub-base diversas pesquisas tem se centrado no estudo desses materiais. Os diversos pesquisadores Nataatmadja, A. (2001); Carpenter *et al.* (2007); Leite *et al.* (2011); Cerni *et al.* (2012); Amorim (2013); Arulrajah *et al.* (2013); Gómez *et al.* (2013); Li (2013); Gómez *et al.* (2014); Sinisterra (2014) têm avaliado parâmetros de composição, resistência, degradação devido à quebra de partículas, graduação, módulo de resiliência, deformação permanente, tempo de cura, variabilidade do comportamento do RCD com a umidade, ou quanto adicionado solo, viabilidade do seu uso na fabricação de concreto asfáltico, entre outros. Os resultados dessas pesquisas confirmam que os RCD podem ser empregados como materiais granulares das camadas de base, sub-base ou revestimento asfáltico em pavimentos rodoviários.

1.2. RELEVÂNCIA DA PESQUISA

No Brasil e na América Latina, a reciclagem de resíduos ainda é incipiente, apesar do avanço do número de obras no ramo da construção civil e da escassez de agregados naturais próximos dos grandes centros urbanos. A diferença na porcentagem da reciclagem se dá em função da disponibilidade de recursos naturais, da situação econômica e tecnológica de cada nação, das densidades populacionais existentes e da distância de transporte entre a obra e os materiais naturais (Sinisterra, 2014). Por outro lado, a possibilidade do uso dos resíduos de construção e demolição nos centros urbanos dependerá da qualidade do material, da quantidade disponível e da distância a qual se encontra a fonte do material da obra.

A partir da publicação da resolução CONAMA N°307 (CONAMA, 2002), várias pesquisas têm sido desenvolvidas no Brasil na área de pavimentação, caracterizando resíduos de construção física, química e mecanicamente. Cidades como Belo Horizonte, Rio de

Janeiro, São Paulo, Goiânia, Uberlândia, Salvador, João Pessoa, Brasília, entre outras, já tiveram experiências em pavimentação com esses tipos de materiais alternativos, chegando à conclusão que os RCD apresentam boas condições de utilização desde que sejam convenientemente reciclados (Balzan *et.al.*, 2003; Motta & Fernandes, 2003; Dias *et.al.*, 2006; Gómez, 2011; Góngora 2011).

Os materiais granulares estão submetidos a diferentes estados de carga, em resposta a esses carregamentos, apresentam deformações resilientes e permanentes. As deformações resilientes são relacionadas com as características de rigidez do material granular a qual deve ser elevada a fim de evitar a aparição de fissuras por fadiga na camada de revestimento asfáltico.

Materiais granulares alternativos como o resíduo de construção e demolição reciclado (RCD-R); o agregado reciclado de pavimento asfáltico (RAP); o agregado reciclado de concreto (RCA); e o agregado reciclado de concreto de cimento Portland (RPCC), tem sido objeto de diferentes pesquisas visando o seu uso em estruturas de pavimento. Indraratna & Salim (2002); Gómez (2011); Leite *et al.* (2011); Li (2013); Guimarães (2001) mostraram que os materiais reciclados têm características físicas e mecânicas comparáveis com os agregados convencionais. No Brasil os materiais comumente empregados para pavimentação são o granito, basalto, cascalho laterítico e o calcário. Nesta pesquisa pretende-se caracterizar o comportamento mecânico de um RCD de Brasília mediante as propriedades de retenção de água, resiliência e deformação permanente tendo em vista o uso potencial do agregado reciclado para a construção de bases granulares para pavimentos.

Considerando essas perspectivas e tendo-se em conta a capacidade instalada do Laboratório de Infraestrutura (INFRALAB) da Universidade de Brasília (UnB) em termos de recursos físicos e humanos, esta pesquisa foi desenvolvida dentro do marco do projeto PRONEX/2009 “Materiais Reciclados Utilizados na Pavimentação”, no qual foram considerados diversos materiais alternativos, abordando a possibilidade de re-uso na pavimentação. Dentre os materiais avaliados encontram-se resíduos de fosfogesso, lodos residuais de plantas de tratamento de águas, borracha produzida a partir de pneus descartados e resíduos de construção e demolição da cidade de Brasília, os quais no desenvolvimento desta pesquisa serão chamados de RCD.

O material empregado no desenvolvimento desta pesquisa foi utilizado em vários outros trabalhos relacionados ao referido projeto PRONEX. Gómez (2011), autora da presente tese, caracterizou o RCD utilizado a partir de ensaios físicos, químicos e mecânicos e estudou seu comportamento mecânico com especial ênfase no mecanismo de quebra de grãos e na determinação de módulos de resiliência. Sinisterra (2014) avaliou a aplicabilidade do RCD do estádio Mané Garrincha como agregado na elaboração do concreto asfáltico e estudou cenários de aplicação à rodovia BR-020/DF, com o emprego de modelos mecanísticos do guia M-EPDG e avaliações econômicas baseadas no programa HDM-4. Souza (2015) utilizou o RCD desta pesquisa em um protótipo de estrutura de pavimento em verdadeira grandeza, totalmente instrumentado e sujeito a cargas cíclicas de um eixo padrão, com o intuito de inferir o comportamento do material em campo.

O problema analisado no desenvolvimento da pesquisa foi como o carregamento cíclico na estrutura do pavimento influencia no comportamento mecânico da camada de base construída com RCD.

A hipótese base da pesquisa foi que o comportamento mecânico da camada de base construída com RCD, quando submetida a carregamentos cíclicos, apresenta deformações permanentes compatíveis com as observadas para agregados naturais. Tendo em vista o problema e a hipótese, foram formulados os objetivos a seguir.

1.3. OBJETIVOS

Avaliação do desempenho em laboratório do comportamento mecânico da base do pavimento flexível sob carregamentos cíclicos usando agregados reciclados a partir de resíduos de construção e demolição.

Para atender a este objetivo, são propostos os seguintes objetivos específicos:

- Determinação da influência da variação de umidade e o estado de tensão nas deformações permanentes e nos módulos de resiliência na camada de base construída com RCD sujeita a carregamentos cíclicos;
- Caracterização das propriedades de retenção de água e da densidade de poros do RCD utilizando a técnica de sucção capilar;

- Ajuste dos parâmetros do modelo mecanístico-empírico de previsão da deformação permanente do RCD considerando o estado de tensões aplicado e a variação de umidade.

1.4. ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho foi estruturado nos capítulos que se descrevem a seguir:

Capítulo 1 – Introdução

Apresenta uma breve descrição sobre os RCD, o histórico do tema, a relevância do trabalho, o objetivo geral e os específicos que foram necessários para o desenvolvimento da pesquisa.

Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica

Recolhe diferentes pesquisas apresentadas por investigadores sobre agregados reciclados gerados a partir de resíduos de construção e demolição (RCD), e o uso desses em pavimentação. As propriedades físicas e mecânicas dos RCD. A degradação por compactação. A mudança de comportamento devido à variação da sucção. Os conceitos de deformação permanente, e *shakedown* e alguns modelos matemáticos que tentam prever o comportamento dos materiais granulares.

Capítulo 3 – Materiais e Métodos

Apresenta a descrição detalhada do RCD empregado nesta pesquisa. Os métodos de caracterização física e mecânica empregados. A normativa e os equipamentos utilizados. Os estados de tensão que foram aplicados e as trajetórias de sucção.

Capítulo 4 – Apresentação e Análise de Resultados

A partir dos dados experimentais obtidos nos ensaios de laboratório, se discutem os resultados mediante o uso de artigos técnicos.

Capítulo 5 – Calibração do Modelo Empírico

O capítulo apresenta a aplicação do modelo mecanístico – empírico proposto pela NCHRP1-37A (2004) nos resultados obtidos para o RCD avaliado nesta pesquisa. O modelo que considera a variação do teor de umidade e do estado de tensões foi empregado para determinar a resposta mecânica do material frente a deformação permanente. A resistência ao cisalhamento do material é também considerada nesse capítulo.

Capítulo 6 – Conclusões e Sugestões para Pesquisas Futuras

Apresenta as conclusões mais relevantes obtidas a partir dos dados experimentais e das análises numéricas desta pesquisa. Adicionalmente deixa inquietudes sobre alguns itens não avaliados durante o desenvolvimento do trabalho os quais poderão ser estudados no futuro.

Por último serão apresentadas as Referências Bibliográficas utilizadas.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. INTRODUÇÃO

A revisão bibliográfica forneceu informação relevante sobre a produção dos RCD no Brasil e no Mundo, as diferentes aplicações desses materiais na engenharia e os aspectos do comportamento físico e mecânico dos RCD. As pesquisas consultadas permitiram relacionar o comportamento do RCD avaliado com materiais granulares convencionais. O capítulo ilustra a aplicação dos resíduos de construção e demolição nas camadas de base e sub-base para pavimentos. Além disso, apresenta os diversos fatores que afetam o comportamento das deformações permanentes e resilientes dos materiais granulares. O módulo de resiliência, a degradação devido à quebra durante a compactação ou aplicação de carregamentos, e as características de retenção de água serão discutidas ao longo do capítulo.

2.2. RECICLAGEM DE RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO

Nas últimas duas décadas a exploração dos recursos naturais visando à construção tem se tornado uma grande preocupação devido ao impacto ambiental envolvido, uma vez que os materiais extraídos não são renováveis e parte deles são resíduos que chegam sem controle aos aterros sanitários. Por isso, diversas pesquisas têm se desenvolvido com o intuito de analisar as propriedades físicas e mecânicas dos RCD, resultando na possibilidade de reciclagem desses resíduos.

Conforme a *US Environment Protection Agency* (EPA, 2003) os RCD são gerados quando estruturas novas são construídas ou quando estruturas existentes são reformadas ou demolidas. Dentro das estruturas se incluem todos os prédios residenciais e não residenciais, tanto os projetos de obras públicas quanto estradas, rodovias, pontes, píeres e barragens. Os diferentes materiais que constituem o RCD variam de estado a estado e depende das técnicas construtivas de cada país. As componentes mais comuns encontradas nesses resíduos são apresentadas na Tabela 2-1.

Em 2011 a Associação Espanhola de Gestores de Resíduos de Construção e Demolição (GERD siglas em espanhol) apresentou o *Guía Española de Áridos Reciclados Procedentes de Residuos de Construcción y Demolición* (GEAR, 2011).

Tabela 2-1. Materiais típicos que compõem os RCD nos Estados Unidos (EPA, 2003).

Materiais constituintes	Exemplo da composição
Madeira	Formas de madeira, tocos de madeira/árvores.
<i>Drywall</i>	Lajes de gesso acartonado.
Metais	Tubos, barras e cabos de aço.
Plásticos	Revestimentos de vinil, portas, janelas, pisos, tubos e embalagens.
Cobertura	Madeira, telhas de ardósia e azulejos, mantas asfálticas.
Alvenaria	Blocos de concreto, tijolos, alvenaria de cimento.
Vidro	Janelas, espelhos, luzes.
Diversos	Carpetes, luminárias, isolamento, telhas cerâmicas.
Papelão	Geralmente usado para proteção de itens a serem instalados.
Concreto	Fundações, estacionamentos, calçadas de pedestres, pisos, superfícies de pavimento rígido.
Fresado de revestimento asfáltico	Calçadas para pedestres e estruturas de pavimentos feitas com Concreto asfáltico.

O GEAR recompila os resultados das pesquisas desenvolvidas por diferentes Universidades e instituições de pesquisa reconhecidas na Espanha. O conjunto de recomendações técnicas inclui diretrizes orientadas ao uso potencial dos RCD em aterros para muros de arrimo, aterros para rodovias, elementos pré-fabricados de concreto, concretos compactados com rolo (CCR) e concretos em massa. O guia estabelece os requisitos mínimos e os controles de qualidade que se devem levar em consideração para cada uma das aplicações acima nomeadas. Segundo o GEAR (2011) as características físicas mais relevantes na hora de empregar o RCD na construção de bases rodoviárias são: granulometria, forma, composição, lamelaridade, plasticidade, resistência à abrasão, limpeza, sanidade. Para a caracterização química deve-se considerar a quantidade de enxofre e a solubilidade de sulfatos. No que se refere ao comportamento mecânico à compactação Proctor na energia modificada e o índice de suporte Califórnia (CBR). A Tabela 2-2 apresenta a relação de ensaios e a frequência com que se deve verificar a qualidade do RCD durante a construção da obra.

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT, 2004), na NBR 15116 o resíduo de construção pode ser dividido em resíduos de construção civil e agregado reciclado. O resíduo inclui resíduos que provêm de reformas, reparos e demolições de obras da construção civil como tijolos, blocos, argamassa, gesso, telhas, cerâmicos e concreto. O

agregado reciclado é um material granular que provêm do beneficiamento de resíduos de construção e demolição e que apresenta características técnicas para sua aplicação em obras de edificação e infraestrutura (ABNT, 2004).

Tabela 2-2. Ensaios para controle durante a construção da obra (GEAR, 2011).

Ensaio	Norma	Frequência
Equivalente de areia	UNE-EN 933-8	A cada 1.000 m ³ , ou cada dia se uma quantidade menor de material for produzida. O controle deve ser aplicado sobre duas amostras uma pela manhã e outra à tarde.
Azul de metileno	UNE-EN 933-9	A cada 5.000 m ³ de material produzido, ou uma vez por semana se a produção for menor.
Granulometria	UNE-EM 933-1	
Composição	UNE-EM 933-11	
Limite de liquidez	UNE 103103	
Índice de plasticidade	UNE 103104	
Proctor modificado	UNE 103501	
Partículas alongadas	UNE-EN 933-3	
Partículas trituradas	UNE-EN 933-5	
Umidade natural	UNE-EN 1097-5	
Abração Los Angeles	UNE-EN 1097-2	A cada 20.000 m ³ de material produzido, ou uma vez por mês se a produção for menor.

Como citado por Gómez (2011) a classificação dos resíduos de construção civil no Brasil, incluídos na norma NBR 15116, obedece aos critérios definidos na Resolução CONAMA n° 307/2002 . Nessa resolução são definidas as seguintes classes:

Classe A: Resíduos reutilizáveis ou recicláveis como agregados empregados na fabricação de concreto, reformas e reparos de pavimentação, demolição e obras de infraestrutura como solos provenientes de terraplenagem. Incluem-se também os resíduos gerados por reformas e reparos de edificações como componentes cerâmicos, tijolos, blocos, telhas, placas de revestimento, argamassa e concreto. Abrange também o grupo os resíduos obtidos pelo processo de fabricação ou demolição de peças pré-moldadas.

Classe B: Resíduos recicláveis para outras destinações, tais como plásticos, papel, papelão, metais, vidros madeiras e gesso.

Classe C: Resíduos para os quais não foram desenvolvidas tecnologias ou aplicações economicamente viáveis que permitam a sua reciclagem e recuperação.

Classe D: Resíduos perigosos oriundos do processo de construção, tais como tintas, solventes e óleos, ou aqueles contaminados oriundos de demolições, reformas e reparos de

clínicas radiológicas e instalações industriais. A partir da expedição da resolução CONAMA n°348 de 2004 o amianto foi incluído nesta classe.

A lei 12.305 de 2010 que instituiu a Política Nacional de Resíduos Sólidos (PNRS) deixa claro que os RCD são de responsabilidade do gerador dos mesmos. Contudo, são os municípios os encarregados da coleta de tais resíduos de obras sob sua responsabilidade e aqueles lançados em ruas ou locais públicos aumentando o gasto público de saneamento urbano. A Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais (ABRELPE, 2012 *apud* Sinisterra, 2014) registrou a quantidade total aproximada de RCD coletado no Brasil no período compreendido entre 2011 e 2012. A Tabela 2-3 permite observar um acréscimo superior a 5% na quantidade coletada, sendo o Centro-Oeste a região com maior quantidade de RCD coletado no Brasil por habitante e por dia, nestes dois anos.

Tabela 2-3. Quantidade total de RCD coletado no Brasil em 2011 e 2012 (ABRELPE 2012 *apud* Sinisterra, 2014).

Região	2011	2012		
	RCD Coletado (t/dia) – Índice (kg/hab./dia)	População Urbana (hab.)	RCD Coletado (t/dia)	Índice (kg/hab./dia)
Norte	3.903 / 0,330	12.010.233	4.095	0,341
Nordeste	19.643 / 0,502	39.477.754	20.932	0,530
Centro-Oeste	12.231 / 0,966	12.829.644	12.829	1,000
Sudeste	55.817 / 0,742	75.812.738	59.100	0,780
Sul	14.955 / 0,638	23.583.048	15.292	0,648
BRASIL	106.549 / 0,656	163.713.417	112.248	0,686

2.2.1 Normativas e Legislação

De forma geral, cada país tem desenvolvido uma legislação que permite controlar a disposição dos resíduos sólidos da construção civil, visando à proteção do meio ambiente, e a inclusão de materiais alternativos nos processos construtivos.

Na Holanda, por exemplo, os requisitos para que agregados reciclados sejam usados em sub-base de pavimentos foram publicados desde 1995, na *Standard Road Specifications* (RAW). A Itália segue a *UNI Standard 10006*, e no Reino Unido as especificações dos materiais estão no documento *Specification for Highway Works*. Na Austrália, a qualidade dos resíduos reciclados é regulada por *Guidelines for Recycled Buildings Materials* (Poon, 1997; Hendriks & Janssen, 2001). Espanha segue as recomendações técnicas

estipuladas no *Guía Española de Áridos Reciclados Procedentes de Resíduos de Construcción y Demolición* (GEAR) que entrou em vigência em 2011.

No Brasil no que se refere ao tema de pavimentação existem basicamente duas normas: a ETS-001 da PMSP/SP (2003), e a norma, NBR 15115 da ABNT (2003). Esta última especifica a utilização de agregado reciclado RCD em camadas de base, sub-base e reforço do subleito de pavimentos rodoviários. A Tabela 2-4 apresenta os valores mínimos requeridos nestas duas especificações brasileiras para o uso dos RCD em diferentes camadas da estrutura do pavimento.

Tabela 2-4. Especificações para agregados reciclados de RCD para aplicações na pavimentação (Souza, 2015).

Parâmetros		PMSP/SP – 001 (2003)	NBR 15115 (2003)
Dimensão máxima característica (mm)		50,0	63,5
Fração menor que 0,42mm (%)		$10 \leq a \leq 30$	$10 \leq a \leq 40$
Coefficiente de uniformidade		> 10	> 10
Coefficiente de curvatura		$1 \leq a \leq 3$	não consta
Porcentagem de materiais indesejáveis	mesmo grupo	não consta	2,0%
	grupos distintos	não consta	3,0%
Forma dos grãos (% de grãos lamelares)		não consta	Máximo 30%
Índice de suporte Califórnia (CBR%)	base	$\geq 60^{(b)}$	$\geq 60^{(a)}$
	sub-base	≥ 20	≥ 20
	Ref. de subleito	≥ 12	≥ 12
Expansão	base	$\leq 0,5$	$\leq 0,5$
	sub-base	$\leq 1,0$	$\leq 1,0$
	Ref. de subleito	$\leq 1,0$	$\leq 1,0$
^(a) É permitido o uso de agregado reciclado em camada de base para vias de tráfego com $N \leq 10^6$ repetições do eixo- padrão de 80 kN no período do projeto;			
^(b) É permitido o uso de agregado reciclado em camada de base para vias de tráfego com $N \leq 10^5$ repetições do eixo-padrão de 80 kN no período do projeto.			

Nos Estados Unidos mediante o relatório NCHRP 598 (TRB, 2008) se determinou que os agregados reciclados de concreto (RCP) e os agregados reciclados de concreto asfáltico (RAP) podem ser empregados na construção de bases e sub-bases granulares para volumes de tráfego pesado, médio e baixo. Segundo a *Transportation Research Board* (TRB, 2008) o comportamento mecânico dos agregados reciclados depende não só das tensões aplicadas, mas também das condições de saturação e do clima. A Tabela 2-5 apresenta os valores de referência, os ensaios mínimos recomendados e as condições de tráfego e clima que devem ser levados em consideração na hora de trabalhar com agregados reciclados de concreto ou de asfalto.

Tabela 2-5. Ensaio e valores mínimos requeridos para o uso de RCD nos Estados Unidos (TRB, 2008).

Ensaio (Parâmetro de ensaio)	Tráfego		H		M		H		L		M		L		
	Umidade		H	L	H	L	H	L	H	L	H	L	H	L	
	Temperatura		F				NF		F		NF				
Micro-Deval (porcentagem perdido)	< 5%				< 15%				< 30%				< 45%		
Sucção capilar (constante dielétrica)	≤ 7				≤ 10				≤ 15				≤ 20		
Triaxial estático (Tensão desviomax)	$\omega_{opt}, \sigma_c = 34,5 \text{ kPa}$	≥ 689,5 kPa				≥ 413,68 kPa				≥ 172,40 kPa				N.A.	
	$\omega_{sat}, \sigma_c = 103,4 \text{ kPa}$	≥ 1241,05 kPa				≥ 930,80 kPa				≥ 413,68 kPa				N.A.	
Triaxial cíclico (Tensão desvio na falha)	$\omega_{opt}, \sigma_c = 103,4 \text{ kPa}$	≥ 1241,05 kPa				≥ 1.103,2 kPa				≥ 620,53 kPa				N.A.	
	$\omega_{sat}, \sigma_c = 103,4 \text{ kPa}$	≥ 1241,05 kPa				≥ 1.103,2 kPa				≥ 413,68 kPa				N.A.	
Módulo de resiliência	≥ 413,68 MPa				≥ 275,80 MPa				≥ 172,40 MPa				N.A.		
H: Alto volume de tráfego ou umidade; M: tráfego médio					NF: Não congelado										
L: Baixo volume de tráfego ou umidade					N.A.: Não aplica										
F: Congelado					ω_{opt} : umidade ótima, ω_{sat} : umidade de saturação										

2.3. AGREGADO RECICLADO DE RCD COMO MATERIAL GRANULAR DE BASE OU SUB-BASE

Os materiais reciclados estão sendo cada vez mais utilizados em pavimentação para as camadas de base / sub-base. Essa prática ajuda a reduzir custos e impactos ambientais da construção da estrutura. No entanto, as variações em misturas originais e a história do serviço destes materiais reciclados geram incertezas no seu desempenho quando empregados nas diferentes camadas do pavimento. Para validar o uso dos RCD se faz necessário estudar suas características e compará-las com os materiais granulares convencionais (Gómez, 2011; Cerni *et al.*, 2012a; Arulrajah *et al.*, 2013; Li, 2013).

Petkovic *et al.* (2004) afirmaram que é possível utilizar agregados reciclados em todas as estruturas envolvidas em uma obra rodoviária, incluindo além da base, a sub-base, o revestimento asfáltico e o reforço do subleito, as drenagens sub-superficiais e as barreiras antirruído como observa-se na Figura 2-1, porém, esses usos dependeram da quantidade e qualidade do material disponível.

Motta (2005) analisou, em laboratório, aspectos físicos e mecânicos de um agregado reciclado da cidade de São Paulo, Brasil, utilizado para confecção de camadas de base e sub-base. Com o intuito de avaliar o desempenho do material, a autora executou ensaios de compactação, índice de suporte Califórnia (CBR), resistência à tração por compressão diametral, resistência à compressão simples e módulo de resiliência. O estudo envolveu a análise do agregado reciclado *in natura*, além de misturas RCD + 4% de cal ou RCD + 4%

de cimento Portland, com o intuito de melhorar a resistência do material. Entre as conclusões obtidas pela autora se tem que o agregado reciclado de resíduo sólido da construção civil tem uma perspectiva promissora como insumo para a construção de camadas de bases e sub-bases em vias de baixo volume de tráfego, e podem ser usados em substituição aos materiais convencionais para as condições referidas.

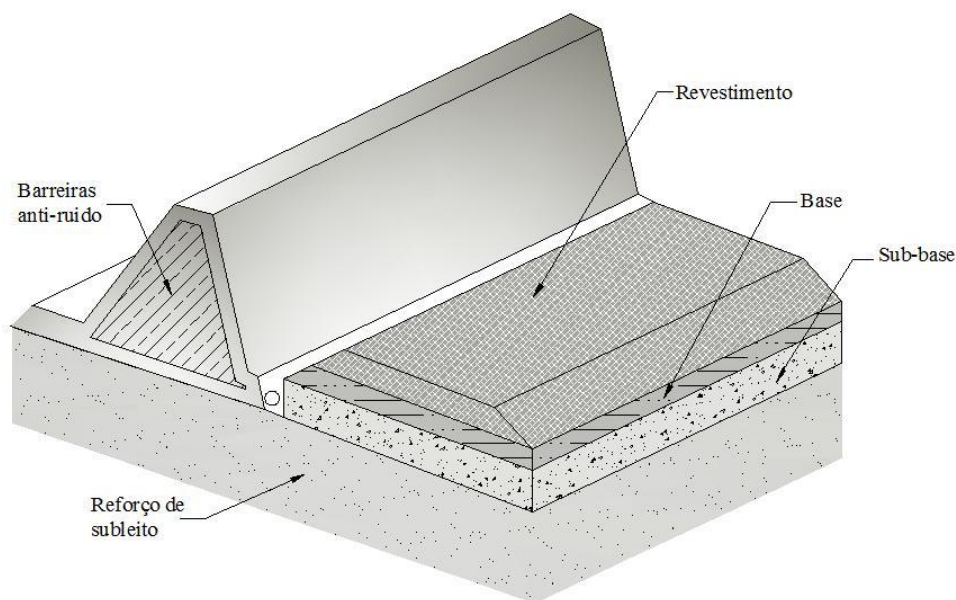


Figura 2-1. Aplicações dos agregados reciclados (RCD) em estradas (Petkovic *et al.*, 2004).

Gómez (2011) avaliou as propriedades físicas e o comportamento resiliente do RCD proveniente da demolição do estádio Mané Garrincha da cidade de Brasília, Brasil. O material foi testado aplicando as normas de ensaio para os agregados brasileiros convencionais. Os resultados mostraram que o agregado reciclado apresentava propriedades físicas e mecânicas comparáveis às dos agregados de calcário utilizados na capital brasileira para a construção de bases granulares. O ensaio de compactação Proctor mostrou que para as diferentes energias empregadas não há uma curva bem definida, porém, a umidade ótima de compactação foi estabelecida em 13% já que para esse teor de umidade o material apresentou a melhor trabalhabilidade. A partir de curvas granulométricas de RCD a autora definiu a quebra produzida durante a compactação. O índice de quebra de Marsal B_g foi calculado com base na variação das curvas granulométricas após ensaios de compactação. Os índices de quebra obtidos variaram entre 9, 13 e 18% para as energias de compactação normal, intermediária e modificada respectivamente. Ainda Gómez (2011) avaliou as características pozolânicas do agregado fino do RCD mediante o procedimento estabelecido na norma

NBR - 7215 (ABNT, 1996). O RCD não atingiu o valor mínimo requerido (30,2 MPa) para ser considerado como uma pozolana pura. Contudo, a resistência à compressão simples alcançou um valor razoável (15,7 MPa).

Motta (2005) avaliou o comportamento de resíduos de construção e demolição coletados na cidade de São Paulo. Estes agregados foram misturados com cal ou cimento Portland com o intuito de melhorar sua resistência mecânica. Gómez (2011) avaliou um agregado reciclado gerado durante a demolição do estádio Mané Garrincha da cidade de Brasília.

Diferentemente dos resíduos avaliados por Motta (2005), o RCD brasileiro apresentou um ganho de até 23% com o aumento do tempo de cura, sem precisar adição de materiais pozolânicos. Essa variação foi medida a partir da tensão máxima na ruptura obtida no ensaio de cisalhamento rápido aplicado após o ensaio de módulo de resiliência, para uma tensão de confinamento $s_3 = 35$ kPa, como se pode observar na Figura 2-2.

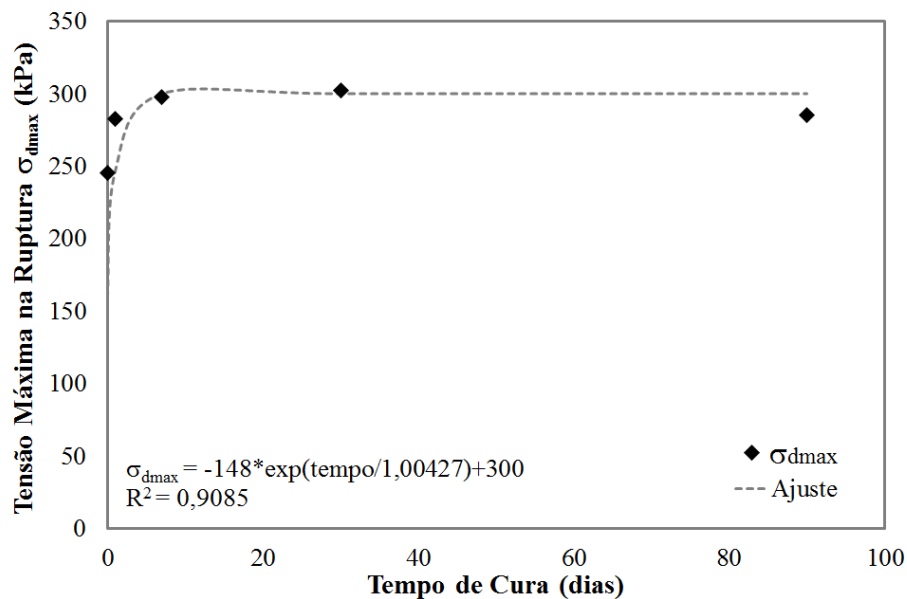


Figura 2-2. Variação da tensão máxima na ruptura com o tempo de cura após ensaio de M_R (Gómez, 2011).

Góngora (2011) analisou o comportamento de brita de calcário e RCD da remodelação do Palácio de Planalto da cidade de Brasília, como materiais de aterro para estradas não pavimentadas mediante ensaios laboratoriais de carregamento cíclico. A ideia era simular a carga produzida por um semi-eixo padrão. Uma carga de 18 kN foi aplicada a uma frequência de 1 Hz mediante uma placa circular. Quando a estrutura de pavimento atingia 25 mm de

deslocamento vertical o teste era parado. O material de aterro que apresentou melhor comportamento em termos de resistência ao número de ciclos de carga foi de forma geral o arranjo feito com RCD, chegando a 1.710 ciclos de carga contra os 1.630 ciclos do pavimento construído com brita de calcário.

Delongui (2012) caracterizou os RCD-R produzidos no município de Santa Maria – RS, Brasil. Os resultados demonstraram que os agregados reciclados atendem as especificações normativas até mesmo para altos volumes de tráfego. No geral, os agregados reciclados alcançaram melhores resultados quando submetidos à energia de compactação intermediária, comportando-se semelhantemente às britas.

Amorim (2013) analisou a viabilidade de uso do RCD e solo na construção de bases em obras viárias. O resíduo e o solo avaliados na pesquisa foram obtidos em Campo Verde – Mato Grosso, Brasil. A pesquisa incluiu ensaios de campo e laboratório. O autor verificou que o incremento do RCD ao solo elevou a resistência à compressão simples e o módulo de resiliência de modo que produziu um material com um comportamento mecânico melhorado. No caso das deflexões obtidas no trecho experimental em estudo, realizadas com a viga Benkelman, observaram-se valores dentro dos limites aceitáveis para o tráfego atuante.

Souza (2015) avaliou o comportamento do RCD caracterizado por Gómez (2011) como material de base de um pavimento flexível. O foco da pesquisa foi avaliar o RCD em condições de serviço. Dessa maneira, o autor utilizou um modelo físico de verdadeira grandeza que permitiu simular a estrutura do pavimento. A estrutura foi submetida a carregamentos cíclicos. Quanto à avaliação do desempenho da estrutura do modelo físico o autor concluiu que apesar do controle de compactação apresentar deficiências, os valores das instrumentações apontaram para um bom comportamento da estrutura do modelo físico. Com os deslocamentos plásticos iguais a 2,75 mm determinados no ponto de aplicação da carga e para um número de ciclos igual a 1×10^6 se verificou o bom comportamento da estrutura em relação ao limite crítico de afundamento para um pavimento. O comportamento dos deslocamentos plásticos a partir de 1×10^5 ciclos indica que a taxa de deformação decresce até um valor nulo evidenciando a ocorrência do comportamento de *Shakedown* plástico. Para os deslocamentos elásticos obtidos na superfície do revestimento foi possível verificar que a estrutura do pavimento para o número total de ciclos do ensaio estaria em condições

estruturais ainda boas segundo o critério da norma DNER-PRO 011 (DNER, 1979). As taxas de acréscimos de tensão se estabilizam para valores acima de 1×10^5 ciclos onde a partir desse número de ciclos os acréscimos são relativamente constantes. As tensões registradas na parte inferior da camada de base foram 82% menores que a tensão aplicada na superfície do revestimento o que demonstra o bom desempenho do revestimento e base para redução das tensões a serem transmitidas para o subleito.

Li (2013) avaliou o comportamento resiliente e a deformação permanente de diferentes materiais granulares, entre os quais se encontram o agregado de calcário, agregado reciclado de asfalto e agregado reciclado de concreto. O estudo permitiu concluir que a deformação permanente se incrementa com o aumento da tensão desvio; tensões desvio baixas (68,9 kPa) e densidades relativas entre 85 e 95% não afetam significativamente o comportamento da deformação permanente dos materiais testados; um conteúdo de finos alto (12,4 - 12,6%) gera uma deformação permanente menor do que uma quantidade de finos pequena (0,8 - 2,2%), indicando que a resposta resiliente dos materiais granulares é função não só da distribuição granulométrica, mas também da resistência ao cisalhamento do material avaliado.

As pesquisas de Motta (2005); Gómez (2011) e Delongui (2012) mostraram que os resíduos gerados em diferentes cidades do Brasil têm características físicas e mecânicas comparáveis aos materiais convencionais empregados. Todas essas pesquisas apontam que os agregados reciclados poderiam passar a ocupar o espaço que os materiais granulares convencionais, sempre que tenham adequadas práticas de reciclagem. Porém, o fato de esses materiais alternativos serem pouco homogêneos, diminui a viabilidade de seu uso. A variabilidade devido à procedência do resíduo, e uma alta absorção associada à sua porosidade (superior aos 2% das britas comuns) demandam controles de obra mais rigorosos, e do conhecimento em profundidade das propriedades físicas e mecânicas dos RCD, já que resíduos que provém da mesma região podem ter uma composição diferente e, portanto, terão uma resposta mecânica distinta.

Dentre as propriedades que devem ser avaliadas antes de viabilizar o uso de um RCD encontram-se a distribuição granulométrica, a sua composição, isso é quantidade de concreto,

brita ou cerâmicos, resistência ao cisalhamento, rigidez, deformação permanente entre outros. Vários dos aspectos serão abordados nos itens seguintes.

2.4. COMPORTAMENTO RESILIENTE DO MATERIAL GRANULAR

O termo resiliência significa energia armazenada num corpo deformado elasticamente, a qual é devolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações, correspondendo à energia potencial de deformação (Medina & Motta, 2015).

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 pelo valor de 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. Essa realidade acabou por dar ensejo à introdução de estudos da resiliência de materiais empregáveis em pavimentos, permitindo avaliar comportamentos estruturais até então não explicáveis pelos procedimentos clássicos (DNER, 1996).

Na engenharia de pavimentos, o módulo de Young dos agregados granulares pode ser representado pelo módulo de resiliência. A Figura 2-3 apresenta um ciclo de histerese de tensão deformação típica para o material granular sujeito a carregamentos cíclicos. Por simplicidade, essa representação assume que as deformações plásticas não permanecem após a remoção das cargas. O módulo de resiliência pode ser obtido como o módulo tangente ou secante como ilustrado na Figura 2-3a e Figura 2-3b respectivamente. O módulo secante representa a inclinação do ciclo de histerese da parte inicial até o carregamento total da curva tensão deformação. De outro lado o módulo tangente representa a inclinação instantânea do ciclo de histerese em qualquer ponto durante o ciclo de carregamento (Theyse, 2007).

O comportamento resiliente dos materiais granulares claramente é não linear e é uma propriedade básica para a caracterização da rigidez dos materiais granulares e a deformação elástica das camadas de base e sub-base. No método de dimensionamento empírico-mecânico para pavimentos, o M_R é um parâmetro chave para determinar a espessura de cada uma das camadas da estrutura (Uzan, 1985).

A resposta resiliente dos materiais granulares se obtém usualmente pelo módulo de resiliência. Para ensaios triaxiais cíclicos, com tensão confinante constante, o módulo de resiliência se define como a relação entre a tensão desvio aplicada repetidamente e a deformação axial recuperável da amostra.

$$MR = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (2-1)$$

onde:

M_R = módulo de resiliência;

σ_d = tensão desvio cíclica ($\sigma_1 - \sigma_3$);

ε_r = deformação resiliente, correspondente a um número particular de repetição da tensão desvio.

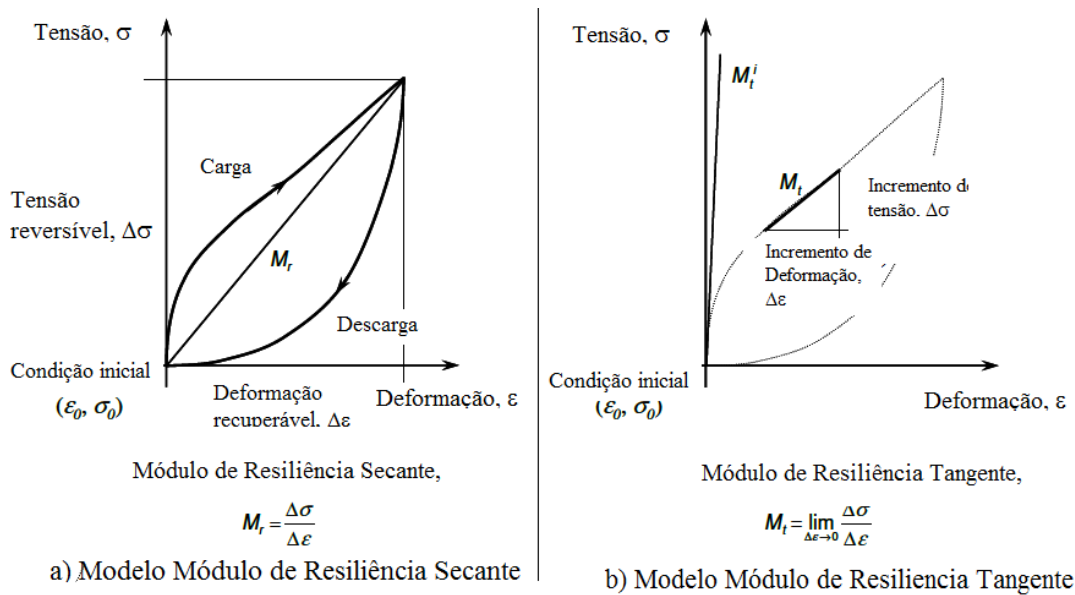


Figura 2-3. Modelos de Módulo de Resiliência secante e tangente (Theyse, 2007).

As deformações resilientes são deformações elásticas no sentido em que são recuperáveis. Entretanto, não variam necessariamente de modo linear com as tensões aplicadas e dependem de vários fatores que não são considerados no conceito convencional de elasticidade (DNER, 1996). As deformações recuperáveis diminuem ao se acumular ciclos de carga e descarga. A deformação permanente se define como a deformação não recuperável durante o descarregamento e se acumula com a repetição de carregamentos e

descarregamentos. Esta última pode crescer e levar gradualmente à ruptura do material ou atingir um patamar e permanecer constante sem que o material colapse.

2.4.1. Fatores que afetam o módulo resiliente (M_R)

Os materiais granulares empregados para a construção das diferentes camadas dos pavimentos apresentam um comportamento não linear e dependente do tempo. As propriedades mecânicas dependem do nível de tensões, da história de tensões, da taxa de carregamento, do teor de umidade, da temperatura e das propriedades físicas do material incluindo a densidade, distribuição granulométrica, conteúdo de finos, tipo de agregado e forma das partículas (Stolle *et al.*, 2009).

Numerosas pesquisas têm focado no entendimento do M_R para os materiais granulares. Segundo Lekarp *et al.* (2000a) o módulo de resiliência desses materiais depende principalmente dos níveis de tensão aplicados e do teor de umidade. Com relação às tensões, o autor considera que a tensão volumétrica (θ) é a que mais influi no comportamento do M_R ficando a tensão desvio no segundo lugar.

No caso dos agregados reciclados, a influência da tensão volumétrica no módulo de resiliência coincide com as observações de Lekarp *et al.*, (2000a) como corroborado nas pesquisas de Gómez (2011) e Leite *et al.* (2011). Na Figura 2-4 se observa que o módulo de resiliência do RCD cresce com o incremento da tensão volumétrica. No caso do RCD avaliado por Gómez (2011), os módulos de resiliência variaram em função da tensão volumétrica entre 70 MPa e 280 MPa para uma energia de compactação Proctor Intermediária sendo esses valores obtidos logo após o processo de compactação ver Figura 2-4a.

Na mesma figura é possível observar os valores de M_R de corpos de prova com 1 dia de cura. Esse procedimento de cura forneceu aos valores de módulo um aumento considerável de 170 MPa até 450 MPa com relação aos módulos obtidos logo após a compactação. A autora concluiu que no caso do RCD avaliado o cimento não hidratado reage com a água de compactação gerando novas cadeias cimentantes gerando um incremento no módulo de resiliência. Para o RCD estudado por Leite *et al.* (2011), os módulos, para a energia de compactação Proctor intermediária e com um período de cura de 4 dias, apresentaram valores

crecentes entre 160 MPa e 440 MPa com o incremento da tensão volumétrica (ver Figura 2-4b).

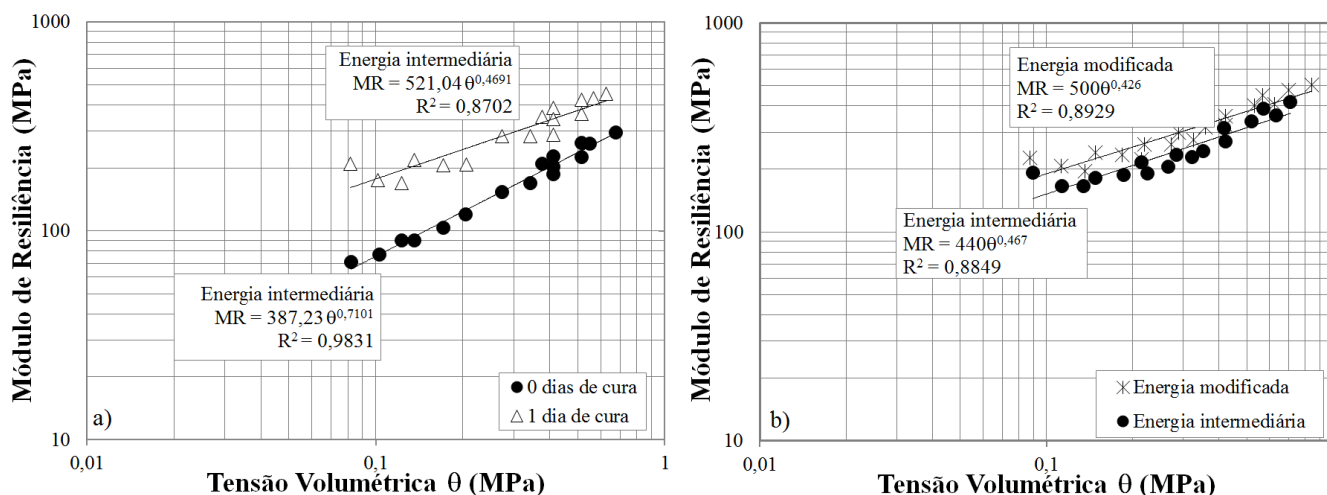


Figura 2-4. Variação do Módulo de resiliência com relação à tensão volumétrica: a) RCD pesquisa de Gómez (2011); b) RCD pesquisa de Leite *et al.* (2011).

A variação dos M_R com os dias de cura dos RCD, indica a importância que tem o teor de umidade no comportamento resiliente dos materiais granulares como proposto por Lekarp *et al.* (2000a); Stolle *et al.* (2009).

2.4.2. Modelos analíticos usados na obtenção do Módulo de Resiliência

A fim de prever o comportamento resiliente dos materiais granulares submetidos a carregamentos ao longo do tempo, diferentes relações tensão – deformação têm sido propostas. A mais comum é conhecida como modelo volumétrico, em que o módulo de resiliência é função do primeiro invariante de tensão.

$$M_R = k_1 \theta^{k_2} \quad (2-2)$$

sendo:

M_R = módulo de resiliência;

θ = soma das tensões principais σ_1 , σ_2 e σ_3 ou tensão volumétrica;

k_1 e k_2 = coeficientes de regressão obtidos dos ensaios de laboratório.

Esse modelo supõe um valor de Poisson constante, porém, diferentes pesquisas têm mostrado que o coeficiente de Poisson varia segundo as tensões aplicadas. Outra

desvantagem do modelo é a contabilização da tensão no módulo, apenas pela soma das tensões principais (Kancherla, 2004).

Para Uzan (1999), o modelo anterior desconsidera o efeito da tensão de cisalhamento e é aplicável somente aos valores de tensão baixos, isso é valores de tensão inferiores a 40 kPa. Uzan (1985) incluiu a tensão volumétrica e a tensão cisalhante octaédrica modificando a equação (2-2) e chegando à seguinte expressão a qual no decorrer desta pesquisa será chamado modelo Universal:

$$M_R = k_1 p_a \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{k_3} \quad (2-3)$$

com:

M_R = módulo de resiliência;
 θ = tensão volumétrica ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$);
 p_a = pressão atmosférica;
 τ_{oct} = tensão octaédrica;
 σ_1 = tensão principal maior;
 σ_2 = tensão principal intermediária;
 σ_3 = tensão principal menor;
 k_1, k_2 e k_3 = coeficientes de regressão.

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3} (\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}) \quad (2-4)$$

Os coeficientes k_1, k_2 e k_3 correspondem a propriedades do material. Sendo k_1 , um coeficiente positivo de regressão, relativo à rigidez e proporcional ao módulo de Young. k_2 também é um coeficiente de regressão positivo, já que o enrijecimento, associado ao incremento da tensão volumétrica, gera valores altos de M_R . No entanto, k_3 deve ser um coeficiente de regressão negativo, associado ao amolecimento do material. O incremento da tensão de cisalhamento resulta em amolecimento e diminuição dos valores de M_R (TRB, 2008).

Macêdo (1996), *apud* (Medina & Motta, 2015), desenvolveu um modelo composto (misto) com a tensão de confinamento e a tensão desvio, conhecido como modelo misto dado pela seguinte expressão:

$$MR = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3} \quad (2-5)$$

com:

M_R = módulo de resiliência;

σ_3 = tensão confinante;

σ_d = tensão desvio ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$);

k_1 , k_2 e k_3 = coeficientes de regressão.

Gómez (2011) utilizou os dados experimentais obtidos a partir dos ensaios de módulo de resiliência de um RCD submetido a diferentes períodos de cura, para ajustar as equações (2-3) e (2-5) e obter as constantes de regressão k_1 , k_2 e k_3 . Os resultados mostraram que ambos os modelos podem ser empregados na previsão do módulo do RCD avaliado nessa pesquisa. A Tabela 2-6 apresenta os valores de módulo de resiliência e as constantes de calibração para os modelos Universal e Misto descritos acima.

Observa-se que no caso do modelo Universal, a maioria dos valores k_3 são positivos. Stolle *et al.* (2009) afirma que o parâmetro k_3 é geralmente negativo para solos com uma porcentagem de finos superior a 5,0%. Porém no caso de materiais granulares o parâmetro k_3 pode adotar valores positivos ou negativos os quais são dependentes do teor de umidade gerando mudanças na resposta resiliente do material.

Tabela 2-6. Constantes de regressão e módulos de resiliência do RCD (Gómez, 2011).

t (dias)	Modelo Universal				Modelo Misto			
	M_R (MPa)	k_1	k_2	k_3	M_R (MPa)	k_1	k_2	k_3
0	171	745,37	0,84	-0,35	172	1.096,77	0,59	0,13
1	299	1.763,68	0,64	-0,49	299	1.097,58	0,49	0,00
7	425	2.753,68	0,55	-0,45	425	1.283,23	0,42	-0,02
15	280	1.318,25	0,52	0,37	280	1.383,97	0,32	0,32
30	224	1.302,12	0,01	1,25	224	598,93	-0,02	0,45
60	293	1.746,78	-0,07	1,52	296	694,62	-0,10	0,47
90	239	1.479,76	0,45	0,00	244	999,99	1,00	0,00

As correlações obtidas entre os valores de M_R obtidos durante os ensaios e os obtidos a partir dos ajustes dos modelos foram aceitáveis já que os coeficientes de correlação de ambos foram próximos de 1,0. Segundo Gómez (2011) os modelos selecionados representaram adequadamente o comportamento do material granular analisado.

Stolle *et al.* (2009) empregaram o modelo constitutivo proposto por Uzan (1999) para estabelecer correlações entre os dados experimentais obtidos a partir dos ensaios de módulo de resiliência aplicados a diferentes agregados reciclados. Os autores concluíram que o

modelo proposto por Uzan (1999) representa de forma adequada o comportamento resiliente dos agregados reciclados de concreto avaliados na pesquisa.

A Figura 2-5 apresenta a variação do módulo de resiliência com relação à tensão confinante para os agregados reciclados utilizados nas pesquisas de Gómez (2011) e Gupta *et al.* (2009), Figura 2-5a e Figura 2-5b respectivamente. A Figura 2-5b apresenta a variação no M_R segundo a sequência (seq) de tensões aplicada durante o ensaio. No caso dos ensaios de Gómez (2011), apenas 15 sequências de carga foram aplicadas sobre o material como indicado na norma AASHTO T-307 (AASHTO, 1999). A pesquisa de Gupta *et al.* (2009) baseou seus ensaios no relatório técnico NCHRP 598 da TRB (2008) o qual sugere 30 sequências de carregamento.

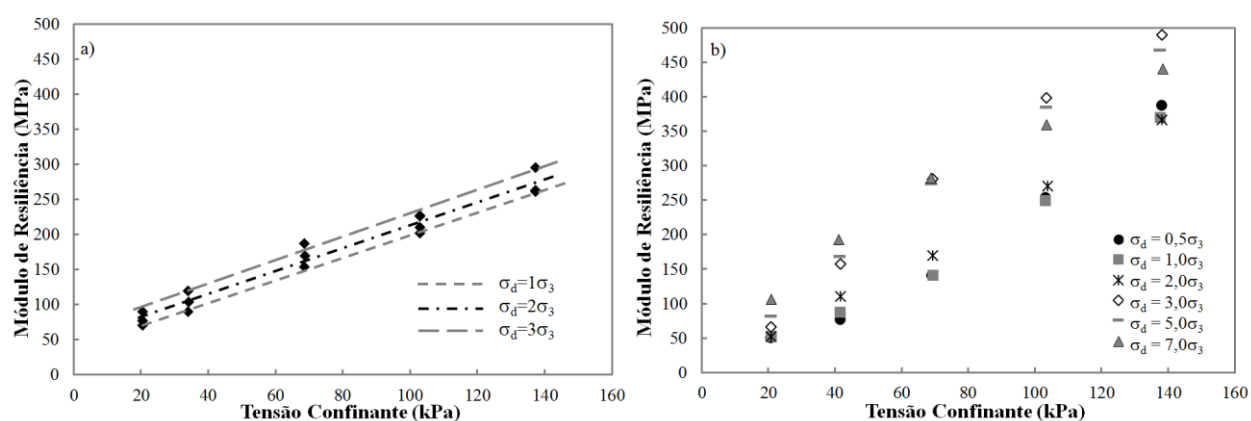


Figura 2-5. Evolução do módulo de resiliência com o incremento da tensão confinante:
a) Gómez (2011) b) Gupta *et al.* (2009).

Mesmo as sequências, as tensões de carregamento aplicadas e os resíduos tenham diferentes, é possível observar o comportamento crescente do módulo de resiliência com o incremento da tensão confinante.

As diferenças entre os módulos de resiliência de ambos resíduos avaliados são evidentes estas diferenças podem estar relacionadas com método de compactação, já que no caso de Gómez (2011) o RCD foi compactado pelo método Proctor empregando uma energia de $1.716 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}^3$ para um teor de umidade ótima de 13% e corpos de prova de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura. No caso de Gupta *et al.* (2009) o resíduo compactou-se com o compactador giratório, com uma base de rotação de 30 revoluções por minuto com uma pressão de compactação de 600 kPa e uma aplicação máxima de 50 giros para corpos de prova de 152 mm de diâmetro e 300 mm de altura para uma umidade de compactação de

9,4%. Ressalta-se então a influência da umidade, e o método de compactação e o tipo de material no comportamento resiliente dos RCD como mencionado por Lekarp *et al.*, (2000a); Gupta *et al.*, (2009); Stolle *et al.*, (2009).

Com relação às variações sazonais e sua relação no desempenho do pavimento, o *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide* (M-EPDG) da ARA (2004) incluiu o modelo *Enhanced Integrated Climatic Model* (EICM). O modelo é usado para fazer previsões de condições climáticas como a variação no teor de umidade nas diferentes camadas da estrutura do pavimento, flutuação no lençol freático e o processo de congelamento e degelo durante as diferentes estações do ano.

No caso dos materiais granulares, bases e sub-bases granulares, o EICM faz a previsão na variação da umidade nessas camadas, com modelos relativos ao módulo de resiliência, onde se avalia o M_R para diferentes umidades incluindo a umidade inicial de construção da camada do pavimento até a umidade de equilíbrio. A relação empregada no M-EPDG se apresenta a seguir:

$$\log \frac{M_R}{M_{R_{ótima}}} = a + \frac{b - a}{1 + EXP(\beta + k_s * (Sr - Sr_{ótima}))} \quad (2-6)$$

onde:

$$a = \min(\log(M_R/M_{R_{ótima}}))$$

$$b = \max(\log(M_R/M_{R_{ótima}}))$$

$$\beta = \ln(b/a)$$

Na relação anterior $M_{R_{ótima}}$ e $Sr_{ótima}$ são o módulo de resiliência e o grau de saturação para o teor de umidade ótima obtido no laboratório; Sr é o grau de saturação para o teor de umidade associado a um valor de M_R qualquer e k_s é o parâmetro de regressão do modelo.

Theyse (2007) modificou o modelo Universal do módulo de resiliência incluindo dois parâmetros, integridade e grau de saturação, propondo a equação a seguir:

$$M_R = p_{atm} 10^{k_0} \frac{Sd^{k_{sd}} \left(\frac{\theta'}{p_a}\right)^{k_1}}{Sr^{k_{sr}} \left(\frac{\sigma_d}{p_a}\right)^{k_2}} \quad (2-7)$$

onde:

M_R = módulo de resiliência;
 p_a = pressão atmosférica (101,3 kPa);
 S_d = grau de solidez (%); $S_d=100*(1-n)$, sendo n a porosidade;
 S_r = grau de saturação (%);
 θ' = tensão volumétrica efetiva (kPa); $\theta'=\sigma_{ij}-3[u_a-\chi(u_a-u_w)]$, sendo χ parâmetro de Bishop que relata o grau de saturação;
 σ_d = tensão desvio (kPa);
 $k_0, k_{S_d}, k_{S_r}, k_1$ e k_2 = parâmetros de regressão do modelo.

O modelo de Theyse (2007) apresenta avanços no sentido em que introduz o efeito da umidade diretamente por meio do grau de saturação (S_r e k_{S_r}) e indiretamente por meio da tensão volumétrica efetiva (θ'). Também inclui uma medida de dano, por meio do grau solidez (complemento da porosidade). Esses conceitos podem ser aprimorados com o uso de uma melhor definição de tensão efetiva e o uso direto da variável de sucção matricial, como proposto por Schrefler *et al.* (1996):

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u_a \delta_{ij} + S_r \cdot (u_a - u_w) \delta_{ij} \quad (2-8)$$

onde:

σ'_{ij} = tensor de tensões efetivas;
 σ_{ij} = tensor de tensões totais;
 S_r = grau de saturação;
 δ_{ij} = delta de Kronecker;
 $u_a - u_w$ = sucção matricial;
 u_a = pressão no ar;
 u_w = pressão na água.

2.5. DEFORMAÇÃO PERMANENTE EM MATERIAIS GRANULARES

Como é sabido, os materiais granulares são os elementos estruturais mais importantes na construção dos pavimentos. Porém quando os elementos estruturais base e sub-base falham, aparecem rachaduras e trincas por fadiga nas camadas betuminosas.

A resposta global desses materiais granulares associada à carregamentos cíclicos ou repetidos é a aparição de deformações resilientes e permanentes. As deformações resilientes têm a ver com a rigidez do material e associam-se a geração de trincas por fadiga nas camadas de revestimento asfáltico sobrepostas, enquanto que a acumulação gradual de deformações permanentes, embora muito pequenas no decurso de cada ciclo de carga, pode levar ao colapso da estrutura devido a afundamentos excessivos (Cerni *et al.*, 2012a).

O sucesso do dimensionamento mecanístico-empírico depende da adequada modelação das deformações permanentes dos materiais granulares os quais se deformam permanentemente devido à acumulação da pequena deformação plástica residual a qual permanece depois cada ciclo de carga, como pode ser observada na Figura 2-6.

Portanto, um pavimento bem projetado deve experimentar acúmulo de deformações permanentes que eventualmente diminuam, durante sua vida útil, resultando em uma resposta estável e resiliente, a fim de evitar falhas prematuras (Lekarp & Dawson, 1998; Cerni *et al* , 2012b).

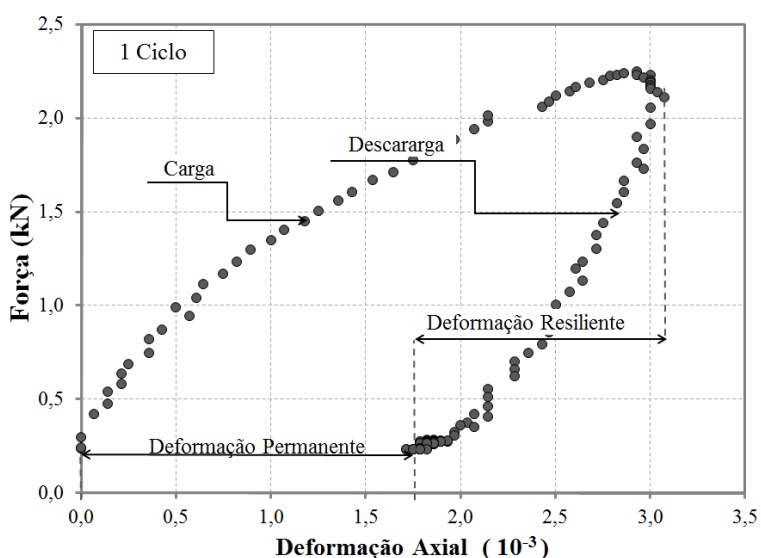


Figura 2-6. Deformação plástica gerada durante um ciclo de carga no RCD aplicando uma onda Haversine.

O pavimento experimenta uma grande quantidade de pulsos de tensão os quais possuem componentes verticais, horizontais e cisalhantes. Essas tensões são transitórias e mudam com o tempo como se observa na Figura 2-7. A tensão cisalhante reverte-se com a passagem das cargas e, conseqüentemente, apresenta-se uma rotação nos eixos principais de tensão como (Lekarp & Dawson, 1998). Segundo os autores os materiais granulares apresentam dois tipos de deformação quando submetidos a carregamentos repetidos: a deformação elástica ou resiliente, que pode gerar trincas por fadiga no revestimento asfáltico, e as deformações plásticas ou permanentes as quais são irreversíveis.

A deformação permanente, dos materiais granulares, pode ser expressa em termos da deformação permanente acumulada depois de um número determinado de cargas repetidas,

como uma unidade linear de medida, como uma porcentagem da dimensão original do material ou da camada do pavimento avaliada.

Para um número determinado de aplicações de carga, para um determinado nível de tensão, a deformação permanente no laboratório pode ser determinada por meio da expressão a seguir:

$$\varepsilon_p = \frac{\Delta H}{H_0} \times 100\% \quad (2-9)$$

onde:

ε_p : deformação permanente em porcentagem;

ΔH : variação na altura do corpo de prova em um número dado de aplicações de carga;

H_0 : altura inicial do corpo de prova.

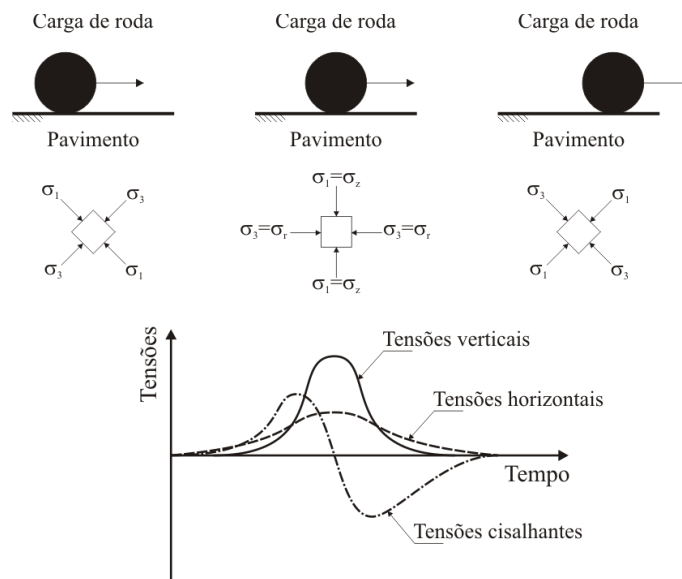


Figura 2-7. Tensões geradas pelo pneumático sobre o pavimento (Lekarp & Dawson, 1998).

Embora a deformação permanente seja relativamente simples de medir, a sua previsão é complexa. Lekarp *et al.*, (2000b) concluíram que a previsão da deformação permanente não é apenas relacionada com as características dos materiais, mas também das condições ambientais e da distribuição de tensões ao longo da vida útil do pavimento.

O desempenho da deformação permanente dos materiais granulares pode ser avaliada empregando três abordagens diferentes: em primeiro lugar encontram-se os modelos analíticos, um segundo lugar é ocupado pelos modelos baseados na teoria da plasticidade e

por último os modelos baseados na teoria do *Shakedown* (Puppala *et al.*, 1999; Collings & Boulbibane, 2000; Guimarães, 2001; Werkmeister *et al.*, 2004; Pérez & Gallego, 2010). A primeira abordagem concentra-se na modelagem do comportamento da deformação permanente com o intuito de estabelecer uma relação constitutiva que permita uma previsão precisa do acúmulo de deformação para qualquer ciclo de carga e relação de tensão aplicada. O segundo tipo de abordagem baseia-se na modelagem incremental utilizando modelos elasto-plásticos que descrevem o comportamento dos materiais granulares e permitem calcular, passo a passo, a resposta do agregado frente à aplicação de cargas cíclicas. Por último, a teoria do *Shakedown* estabelece que a deformação permanente dos materiais granulares cresce e se estabiliza de forma gradual com o número de ciclos de carga, mas isso ocorre só quando a relação de tensões é pequena ($\sigma_d/\sigma_3 \leq 3$). De outro lado, para altos níveis de tensão, a deformação permanente cresce rapidamente gerando um colapso gradual do material granular. Essa teoria sugere que existe uma relação de tensão crítica a qual separa o comportamento estável do instável.

Levando em consideração essas premissas, os pesquisadores têm avaliado as características da deformação permanente dos materiais granulares sob a ação de cargas repetidas observando que existem diferentes fatores que influenciam positiva ou negativamente a deformação dos materiais granulares. Entre os fatores mais relevantes encontram-se: o dano produzido durante o processo de compactação, o tipo de material granular empregado, a graduação, a densidade do material, o teor de umidade, a relação de tensões, o número de ciclos, quantidade de finos e a história de tensões (Lekarp *et al.*, 2000b; Werkmeister *et al.*, 2001; Cerni *et al.*, 2012b). Alguns desses fatores serão definidos nos próximos tópicos.

Uma vez que alguns RCD são materiais granulares não convencionais, é de grande importância entender os fatores que afetam o comportamento dos convencionais para verificar se também afetam a aplicabilidade dos alternativos e dos agregados reciclados na pavimentação.

2.5.1. Fatores que afetam a deformação permanente

Com relação ao entendimento do comportamento resiliente dos materiais granulares, a resposta plástica e a deformação permanente desses materiais têm sido estudadas com menor

intensidade. Uma das razões reside, provavelmente, no fato de que monitorar a acumulação da deformação permanente leva um longo período de tempo e, além disso é um processo destrutivo. No entanto, as pesquisas nessa área têm revelado que o comportamento plástico dos materiais granulares é afetado por vários fatores como se descreve a seguir.

2.5.1.1. Distribuição granulométrica

Um dos fatores que afeta a deformação permanente é a distribuição granulométrica do material. A curva Fuller, desenvolvida por Fuller & Thompson (1907) apresenta uma distribuição granulométrica ótima, onde todos os grãos participam de forma ideal na distribuição das cargas. Assim, a sensibilidade das deformações tanto resilientes quanto permanentes são menores do que para os materiais que não seguem a curva Fuller, como foi comprovado por Kolisoja (1997). Cabe ressaltar que esta pesquisa não trabalhou com o ajuste Fuller mas sim com uma curva granulométrica densa considerando a Faixa granulométrica C do Departamento Nacional de Infraestrutura em Transportes (DNIT) como descrito por Gómez (2011). A Figura 2-8 apresenta a faixa granulométrica C do DNIT para material de base. A curva tracejada representa a curva ideal *Fuller* calculada para o RCD e a linha contínua é a curva granulométrica empregada durante a pesquisa de Gómez (2011).

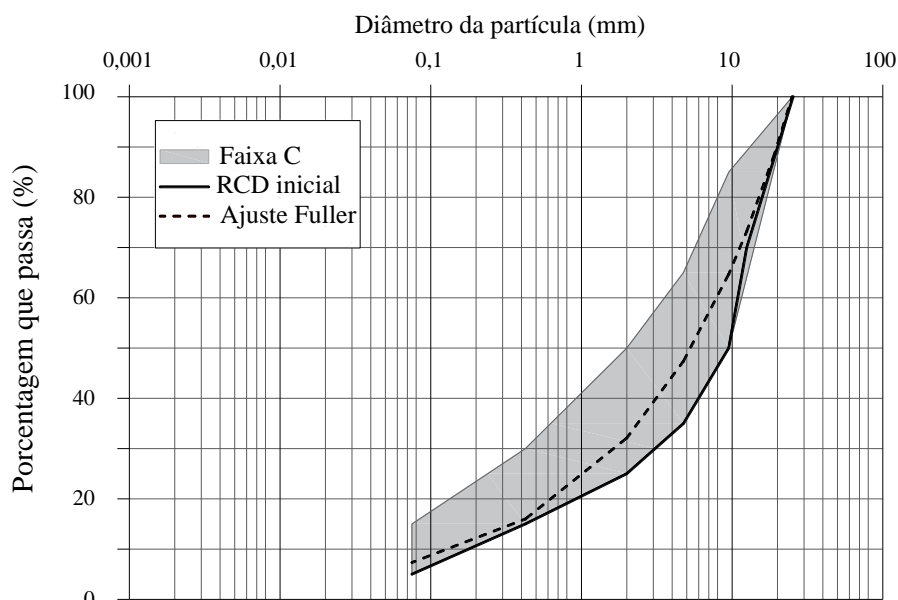


Figura 2-8. Curvas granulométricas ajuste Fuller para RCD e RCD inicial (modificado Gómez 2011).

2.5.1.2. Quantidade de finos

Alguns estudos demonstraram que o módulo de resiliência é inversamente proporcional ao teor de finos (tamanho de grão $< 0,075$ mm). O aumento do teor de água diminui a rigidez dos materiais com altos teores de finos (Li, 2013). Se o teor de finos é pequeno, menos de 10%, os grãos de maior diâmetro podem entrar em contato entre si e distribuir adequadamente a carga, o contrário pode acontecer quando os finos preenchem os vazios entre os grãos e como resultado aparece uma diminuição no módulo de deformação. Um teor de finos elevado, maior que 10%, faz com que o material granular seja mais sensível à variação da umidade (Kolisoja, 1997). Porém esse comportamento dependerá entre outras coisas do índice de plasticidade dos finos e da mineralogia dos mesmos.

2.5.1.3. Teor de umidade

A presença da quantidade adequada de água tem uma influência positiva na resistência e na rigidez dos materiais granulares. Porém, quando a umidade aumenta e os materiais chegam perto da umidade de saturação, podem ser geradas poro-pressões positivas devido à aplicação rápida de carga. Poro-pressões excessivas reduzem as tensões efetivas, resultando na diminuição da resistência à deformação do material (Lekarp *et al.*, 2000b). A combinação de um elevado grau de saturação e de baixa permeabilidade incrementa a poro-pressão, diminui a tensão efetiva e, conseqüentemente, a rigidez e a resistência para suportar deformações é reduzida (Kancherla, 2004; Lekarp & Dawson, 1998; Lekarp *et al.*, 2000b; Li, 2013; Rondón & Reyes, 2009).

2.5.1.4. Tensão

Os níveis de tensão aplicados são um dos fatores que mais afetam o desempenho dos materiais granulares para resistir às deformações permanentes. O acúmulo da deformação axial permanente, em um material granular, incrementa-se de maneira proporcional com a magnitude da tensão desvio (σ_d) e diminui com o incremento da tensão de confinamento (σ_3) (Kolisoja *et al.*, 2000; Lekarp & Dawson, 1998; Lekarp *et al.*, 2000b; Rondón, 2008). Segundo Lekarp *et al.*, (2000b) outros autores tentaram explicar o comportamento da deformação permanente sob carregamentos cíclicos, utilizando a resistência ao cisalhamento máxima do material. Nesta abordagem, a envoltória de ruptura estática é considerada como

a superfície limite para a deformação permanente sobre carregamentos repetidos. Lekarp & Dawson (1998); Guimarães (2001); Lima (2016) têm provado que a tensão desvio é a componente de tensão que mais influencia a deformação permanente. Os autores reportaram que existe um limite de tensão desvio, no qual a taxa de deformação se incrementa com o número de ciclos.

Werkmeister *et al.* (2001) fizeram ensaios de carga repetida sobre uma brita arenosa, encontrando que quando a relação de tensões é pequena ($\sigma_d/\sigma_3 = 2,0$), a deformação permanente atinge um equilíbrio. Porém, quando a relação de tensões é alta ($\sigma_d/\sigma_3 \geq 6,0$) a deformação permanente cresce rapidamente e o material granular alcança a ruptura.

O mesmo acontece com alguns RCD, na pesquisa de Leite *et al.* (2011) se avaliou a deformação permanente de um agregado reciclado de concreto da cidade de São Paulo. A Figura 2-9 ilustra os resultados obtidos para esse material granular quando a relação de tensão varia. Observa-se que a deformação permanente é menor quando a relação de tensões é pequena ($\sigma_d/\sigma_3 = 2,0$), e aumenta gradualmente com o incremento dos níveis de tensão.

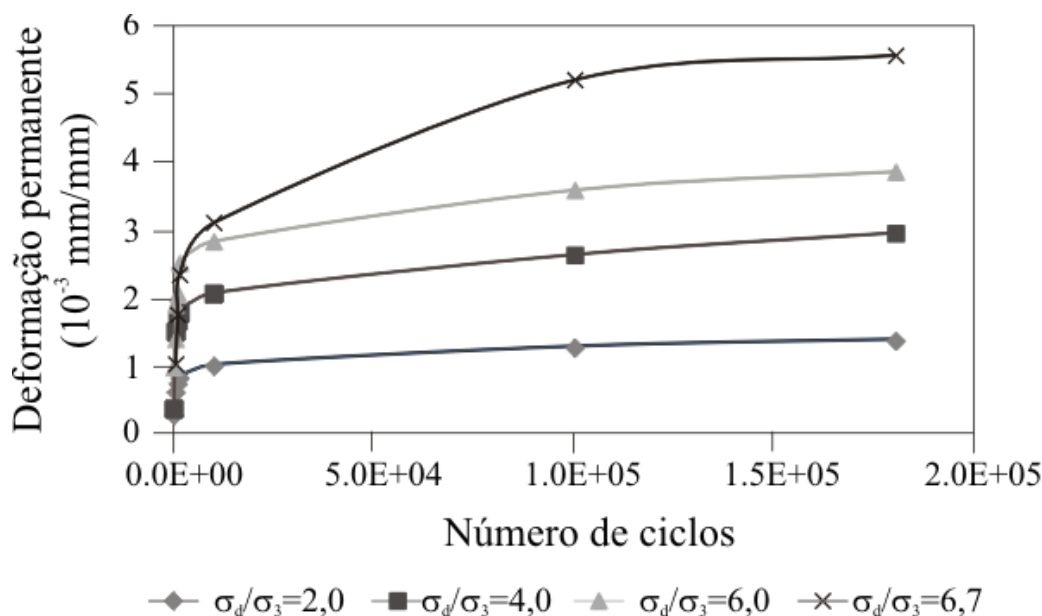


Figura 2-9. Deformação permanente do agregado reciclado de RCD, para diferentes níveis de tensão (Leite *et al.*, 2011).

2.5.1.5. Número de aplicações de carga

O incremento da deformação permanente em materiais granulares submetidos a carregamentos cíclicos, é um processo gradual, durante o qual, cada aplicação de carga tem

uma pequena contribuição para o aumento da deformação permanente. O número de aplicações de carga é então, um dos mais importantes fatores que devem ser considerados na análise em longo prazo dos materiais granulares.

Lekarp *et al.* (2000b); Li (2013) e Rondón & Reyes (2009) fazem referência à pesquisa de Morgan (1966), onde aplicou-se dois milhões de ciclos sobre um material granular, e reportou que até o final do ensaio, a deformação permanente continuava crescendo. Barksdale (1972) *apud* Lekarp *et al.* (2000b) concluiu que a deformação permanente, em materiais granulares, acumula-se de forma linear com o logaritmo do número de ciclos, mas, que acima dos 100.000 ciclos de carga a taxa de deformação apresenta um incremento súbito.

Brown & Hyde (1975) *apud* Rondón & Reyes (2009) estudaram o comportamento de um agregado bem graduado de granito e observaram que a deformação permanente se estabilizou depois de 1.000 ciclos de aplicação de carga. Lekarp & Dawson (1998), mostraram que a estabilidade é alcançada só quando as relações de tensão aplicadas são baixas ($1 \leq \sigma_d/\sigma_3 < 3$). Kolisoja *et al.* (2000) afirmam que o desenvolvimento da deformação permanente não pode ser expresso como uma função simples, pois os materiais em condição estável, podem mudar e apresentar um novo comportamento instável com o aumento do número de ciclos de carga.

2.5.1.6. Densidade

Além do teor de água e da distribuição granulométrica, um dos fatores mais importantes da deformação permanente é o grau de compactação do material. Lekarp *et al.* (2000b) demonstraram que o grau de compactação tem um efeito ainda mais forte sobre as deformações permanentes do que sobre as resilientes. Molenaar & van Niekerk (2002) afirmaram que o grau de compactação tem um efeito mais importante sobre a resposta à deformação permanente dos materiais granulares que mesmo a distribuição granulométrica.

De forma geral, a redução da densidade de um material produz uma diminuição da resistência à deformação permanente (Lekarp & Dawson, 1998; Lekarp *et al.*, 2000b).

Gidel *et al.*, (2001) *apud* Rondón & Reyes, (2009) afirmam que um aumento na densidade do material gera um incremento na resistência à deformação permanente, porém essa influência é pequena no caso das densidades utilizadas no projeto de pavimentos (95-100% da densidade máxima seca da energia Proctor modificada).

No caso do RCD analisado por Leite *et al.* (2011) o aumento da energia de compactação incrementou a densidade do material do mesmo jeito que para os materiais convencionais. Essa pesquisa utilizou duas energias de compactação Proctor a modificada de 2.700 kN- m/m³ e a intermediária equivalente a 1.263 kN-m/m³.

2.5.2. Teoria do Shakedown

O conceito “*Shakedown*” é tradicionalmente utilizado para descrever o comportamento de estruturas submetidas a carregamentos cíclicos. O conceito foi desenvolvido em princípio para avaliar o comportamento de recipientes sob cargas de pressão térmica e cíclica. Posteriormente foi aplicado para analisar o comportamento de superfícies metálicas submetidas a cargas de rolamento ou deslizantes (Werkmeister *et al.*, 2001). O conceito de *Shakedown* original sugere a existência de quatro categorias ou estágios de resposta dos materiais granulares quando submetidos a carregamentos cíclicos:

- a. O primeiro estágio é conhecido como elástico puro (0 na Figura 2-10). Nesta etapa é aplicada uma carga de amplitude muito pequena e a resposta do material é totalmente resiliente.
- b. O segundo estágio é chamado *Shakedown* elástico (1 na Figura 2-10). Neste caso, a amplitude do ciclo de carga se incrementa, e o material apresenta uma deformação permanente inicial seguida de uma deformação totalmente recuperável.
- c. No terceiro estágio, conhecido como *Shakedown* plástico (2 na Figura 2-10), a amplitude do carregamento cíclico continua em aumento e o material responde com deformações permanentes no início e um ciclo de histereses no final.
- d. O quarto estágio é chamado “*Ratchetting*” ou colapso incremental (3 na Figura 2-10). Neste estado, a amplitude do carregamento cíclico é tão elevada, que o material apresenta deformação permanente e constante no tempo (Werkmeister *et al.*, 2001, 2004).

Aplicação da teoria do Shakedown em pavimentação

O uso da teoria do *Shakedown* no projeto de pavimentos foi introduzido por Sharp & Booker (1984) e Sharp (1983), citados por Werkmeister *et al.* (2001 e 2004).

Um pavimento é susceptível à acumulação de deformação permanente devido à ação das cargas repetidas geradas pela passagem de veículos, e que excedem o valor limite do projeto

(similar ao estágio 3 na Figura 2-10). Pelo contrário, se as cargas aplicadas são inferiores à carga de projeto, após a pós-compactação, as deformações permanentes se estabilizarão e o pavimento entrará em um estado de *Shakedown* (similar aos estágios 1 e 2 da Figura 2-10) no qual só aparecem deformações resilientes apesar da aplicação de cargas de tráfego adicionais. No entanto, o comportamento ideal ilustrado na Figura 2-10 não se relaciona de forma simples e direta com os resultados dos ensaios de laboratório.

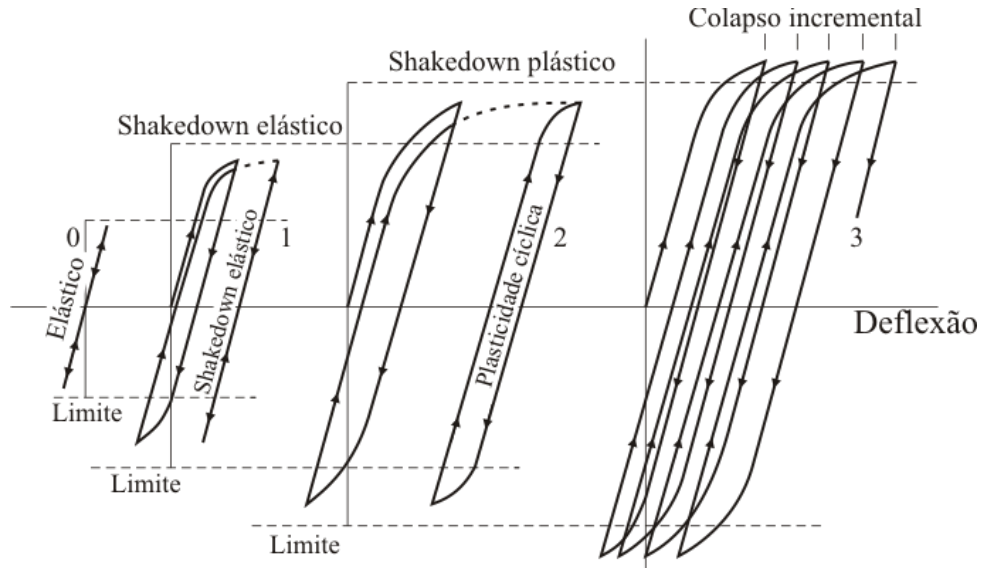


Figura 2-10. Estágios do Shakedown (Werkmeister *et al.*, 2004).

Werkmeister *et al.* (2001) adaptaram o critério do *Shakedown* para o projeto de pavimentos considerando a amplitude do carregamento cíclico aplicado. Os autores avaliaram o comportamento de dois materiais granulares (granodiorito e brita-areia) submetidos a carregamentos cíclicos mediante ensaios triaxiais de cargas repetidas (RLTT sigla em inglês), classificando as deformações obtidas em três categorias como apresentado na Figura 2-11. Uma breve descrição do comportamento plástico dos materiais granulares com base na teoria do *Shakedown* propostos por Werkmeister *et al.* (2001) se descreve a seguir:

- *Shakedown* Plástico (Faixa A), quando a taxa de deformação axial permanente decresce rapidamente e atinge um aparente equilíbrio. A resposta é totalmente resiliente e não há deformação permanente. O material granular não se rompe. A resistência à deformação da estrutura granular na faixa A, depende do contato entre grãos (para um material bem graduado, a deformação elástica é pequena). A quebra de partículas

provavelmente não ocorre, ou tem menor importância, como se evidencia na pequena deformação plástica acumulada.

- *Creep* plástico (Faixa B), quando a taxa de deformação permanente acumulada é decrescente ou constante. Nesse caso a deformação não é totalmente resiliente, e o nível de deformação é aceitável. O material granular poderia romper-se com um número elevado de repetições de carga. O desempenho da deformação permanente no *creep* plástico depende das características friccionais das partículas (forma e textura) e da deformação elástica entre os contatos dos grãos (neste caso é preferível uma boa graduação do material) este fato é essencial para determinar o comportamento tensão-deformação do material granular nesta faixa.

- Colapso Incremental (Faixa C), quando a taxa de deformação permanente cresce rapidamente, o material se rompe com poucos ciclos de carga. Isso confirma que para níveis de tensão altos, a deformação do material é sempre plástica e cada ciclo de carga aplicado resulta em um progressivo incremento de deformação permanente. O comportamento do material para essa faixa depende então do atrito entre as partículas e da resistência dos grãos, enquanto a deformação resiliente depende do número de contato entre grãos. A deformação permanente se associa à quebra e rearranjo de partículas.

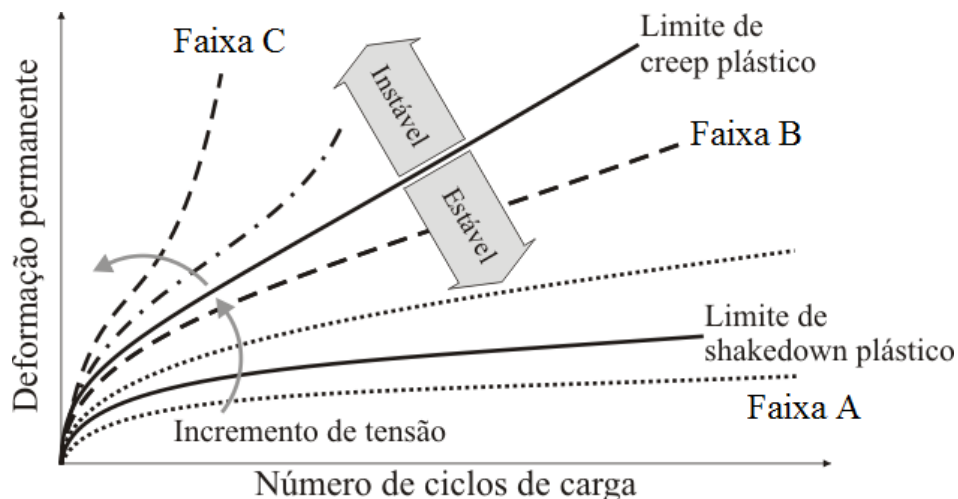


Figura 2-11. Ilustração dos tipos de deformação permanente descritos pela teoria do *Shakedown* (Theyse, 2007).

Essa classificação assume a existência de um limite de valores de tensão para os quais a resposta à deformação permanente pode variar. De forma particular a fase conhecida como “limite de Shakedown plástico” define a área compreendida entre o Shakedown plástico e o

creep plástica. De outro lado o limite do *creep* plástica está definido pela área compreendida entre o *creep* plástica e o colapso incremental ver Figura 2-11 (Werkmeister *et al.*, 2001, 2004; Theyse, 2007; Cerni *et al.*, 2012a, 2012b).

Para propósitos de projeto de pavimentos flexíveis, o *Shakedown* pode ser utilizado a fim de definir um nível de tensão crítico, que permita estabelecer um estado de acumulação de deformação que passa do estável ao instável. O *Shakedown* também pode ser utilizado para encontrar o nível de carga máximo associado com a resposta resiliente do material (Werkmeister *et al.*, 2001).

Kootstra *et al.* (2010), Tao *et al.* (2010), Leite *et al.* (2011) e Arulrajah *et al.* (2013) têm empregado a teoria do *Shakedown* para prever o comportamento da deformação permanente de diferentes RCD. Os resultados obtidos pelos pesquisadores mostraram que a deformação permanente desses materiais alternativos desenvolve os mesmos estágios de *Shakedown* dos materiais convencionais. Para relações de tensão pequenas $2 < \sigma_d/\sigma_3 < 3$ a deformação plástica do RCD se assemelha ao *Shakedown* plástica, para relações de tensão intermédias $3 < \sigma_d/\sigma_3 < 5$ a deformação permanente pode-se classificar dentro do *creep* plástica e para relações de tensão acima de 6, o material apresenta colapso incremental. A Figura 2-12 ilustra a taxa de deformação permanente por ciclo de carga com a deformação axial permanente acumulada.

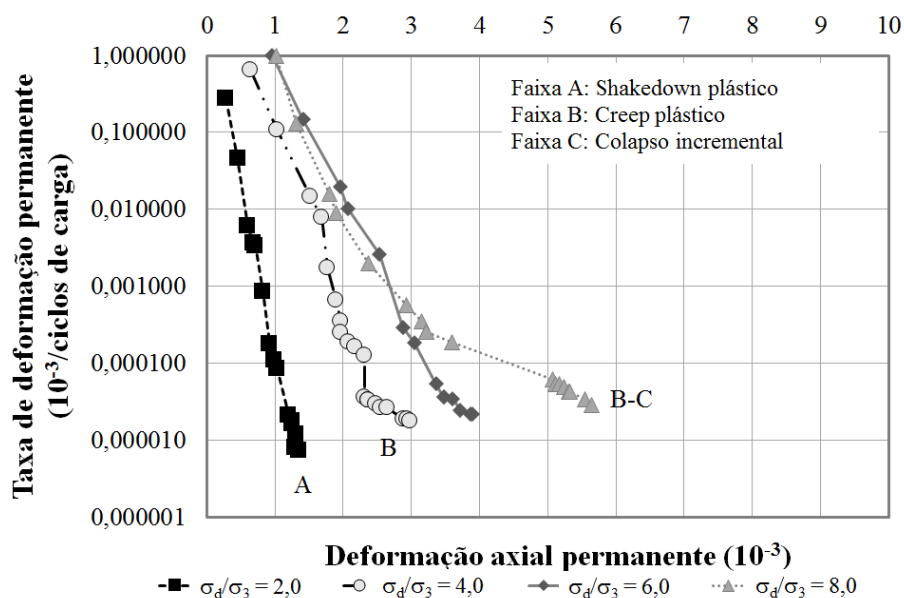


Figura 2-12. Conceito do *Shakedown* aplicado à deformação axial permanente em RCD (Leite *et al.*, 2011).

A Figura 2-12 deixa em evidência a variação da deformação com relação à relação de tensão aplicada sobre o material granular analisado por Leite *et al.*, (2011). A influência do teor de umidade e o tipo de material avaliado também pode modificar o comportamento descrito.

Lekarp & Dawson, (1998) desenvolveram um método para calcular a deformação permanente utilizando a teoria do *Shakedown*, a partir de ensaios triaxiais cíclicos sobre diferentes materiais granulares. Os autores chegaram a uma equação que relaciona a deformação permanente acumulada após um número determinado de ciclos de carga, a magnitude da trajetória de tensões, e a relação da máxima tensão desvio com a tensão axial máxima (q/p). Essa relação está apresentada a seguir:

$$\frac{\varepsilon_{1,p}(N_{ref})}{\frac{L}{p^0}} = a \cdot \left(\frac{q}{p}\right)_{max}^b \quad (2-10)$$

sendo que:

$\varepsilon_{1,p}(N_{ref})$ = deformação permanente axial acumulada para um número conhecido de ciclos de carga ($N_{ref} > 100$);

L = magnitude da trajetória de tensões $L = \sqrt{p^2 + q^2}$;

p^0 = tensão de referência;

p = tensão axial média;

q = tensão desvio;

(q/p)_{max} = relação de tensão máxima;

a, b = parâmetros de regressão.

2.5.3. Modelos empíricos e analíticos empregados na avaliação da deformação permanente

Alguns dos modelos de previsão de deformação permanente empregados para materiais granulares levam em consideração o número de ciclos de carga aplicados no material, outros consideram diferentes trajetórias de tensões. Outros como o proposto no M-EPDG, consideram além das variações do nível de tensão, as mudanças devido aos processos sazonais. A Tabela 2-7 apresenta um resumo dos diferentes modelos que se têm empregado para calcular a deformação permanente.

Tabela 2-7. Resumo dos modelos numéricos empregados para à previsão da deformação permanente de materiais granulares (modificado de Lekarp *et al.*, 2000b).

Modelo	Referência	Parâmetros
Com base nas repetições de carga “N”		
$\frac{\varepsilon_{1,p}}{N} = a \cdot N^{-b}$	Khedr (1985)	$\varepsilon_{1,p}$ = deformação permanente axial acumulada depois N ciclos de carga
$\varepsilon_{1,p}^* = \frac{A_4 \cdot \sqrt{N}}{\sqrt{N} + D_4}$	Paute <i>et al.</i> (1988)	$\varepsilon_{1,p}^*$ = deformação permanente axial adicional depois dos primeiros 100 ciclos de carga
$\varepsilon_{1,p} = a \cdot N^b$ ou $\log(\varepsilon_{1,p}(N)) = a + b \cdot \log(N)$	Sweere (1990)	$\varepsilon_{1,p}(100)$ = deformação permanente axial acumulada aos 100 ciclos de carga
$\varepsilon_{1,p}(N) = a \left[1 + \left(\frac{N}{100} \right)^{-b} \right] + \varepsilon_{1,p}(100)$	Hornych (1993)	a, b, d, $\varepsilon_{1,p}^0$, m, n, s, B = parâmetros
$\varepsilon_{1,p} = (d \cdot N + a) \cdot (1 - e^{-bN})$	Wolf & Visser (1994)	m = inclinação da envolvente de ruptura estática c = coesão aparente φ = ângulo de atrito A ₄ , D ₄ = parâmetros em função da relação q/p
Com base nas tensões aplicadas		
$\varepsilon_{1,p} = 0,9 \cdot \frac{q}{\sigma_3}$	Lashine <i>et al.</i> (1971)	L = magnitude da trajetória de tensões
$\varepsilon_{1,p} = \frac{q/a\sigma_3^b}{1 - \left[\frac{(R_f \cdot q)/2(c \cdot \cos \varphi + \sigma_3 \cdot \sin \varphi)}{(1 - \sin \varphi)} \right]}$	Barksdale (1972)	$L_{max} = \sqrt{p_{max}^2 + q_{max}^2}$ N = número de repetições de carga
$\varepsilon_{1,p} = (fnN)L \left(\frac{q^0}{p^0} \right)_{max}^{2,8}$	Pappin (1979)	N _{ref} = número de repetições de carga de referência > 100 R _f = relação entre a resistência medida e a resistência hiperbólica última
$\varepsilon_{1,p}^* = a \cdot \left(1 - \left(\frac{N}{100} \right)^{-b} \right) e^{\frac{q}{(p+p^*)}}$ $A = \frac{q}{a - m \cdot \frac{q}{(p+p^*)}}$	Paute <i>et al.</i> (1994)	f _n N = fator de forma σ_3 = tensão confinante p ₀ = tensão de referência Pa = Pressão atmosférica 100 kPa q = tensão desvio p = tensão axial média q ⁰ = tensão desvio modificada q ⁰ = $\sqrt{2/3}q$ p ⁰ = tensão axial média modificada p ⁰ = $\sqrt{3}p$ p* = parâmetro de tensão definido pelo intercepto da envoltória de ruptura estática
$\varepsilon_{1,p} = \varepsilon_{1,p}^0 \cdot \left[1 - \left(\frac{N}{100} \right)^{-B} \right] \left(\frac{L_{max}}{P_a} \right)^n \cdot \frac{1}{\left(m + \frac{s \cdot q_{max}}{p_{max}} \right)}$	Gidel <i>et al.</i> (2001)	
$\frac{\varepsilon_p(N)}{\varepsilon_r} = \left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r} \right) e^{-\left(\frac{\rho}{N} \right)^\beta}$	(NCHRP1-37A, 2004)	ε_0 , ρ , β parâmetros de regressão dependentes do material
$\varepsilon_{1,p}(\%) = A \cdot N^B + (C \cdot N + D)(1 - \exp^{-E \cdot N})$ $A = a_1 \cdot \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)^{a_2}$ $B = b_1 \cdot \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)^{b_2}$ $C = c_1 \cdot \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)^{c_2}$ $D = d_1 \cdot \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)^{d_2}$ $E = e_1 \cdot \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)^{e_2}$	Pérez <i>et al.</i> (2006)	a ₁ , a ₂ , b ₁ , b ₂ , c ₁ , y c ₂ são parâmetros de regressão do modelo multivariado não linear

Modelo	Referência	Parâmetros
$\varepsilon_p^{esp} = \psi_1 \cdot \sigma_3^{\psi_2} \cdot \sigma_d^{\psi_3} \cdot N^{\psi_4}$	Guimarães (2009)	ε_p^{esp} = deformação permanente específica σ_3 = tensão confinante (kgf/cm ²) σ_d = tensão desvio (kgf/cm ²) N = número de ciclos de aplicação de carga; $\psi_1, \psi_2, \psi_3, \psi_4$ = parâmetros do modelo.

2.6. IMPORTÂNCIA DA FORMA NOS MATERIAIS GRANULARES

A forma dos grãos e a rugosidade da sua superfície afetam, mesmo em menor magnitude, a deformação permanente dos materiais granulares. Contudo, a resistência dos grãos depende não apenas da forma, também está sujeito à mineralogia e à origem da rocha e ao processo de trituração da mesma (Kolisoja, 1997).

Levando em consideração esses fatores, diferentes pesquisadores têm identificado distintos elementos que compõem a geometria de uma partícula. Essa geometria pode ser expressa em termos de três propriedades independentes: forma, angularidade e textura superficial. A forma, refere-se às variações nas proporções da partícula. A angularidade refere-se às variações das arestas, e a textura superficial é utilizada para descrever a irregularidade da superfície a qual se encontra numa escala tão pequena que não afeta a forma global.

Essas três propriedades podem ser diferenciadas dentro de uma mesma partícula, uma vez que cada uma delas tem diferente escala, como apresentado na Figura 2-13.

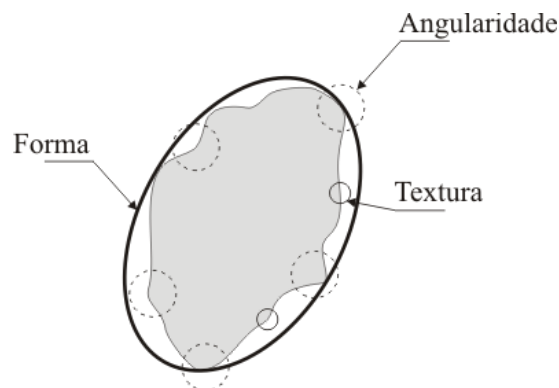


Figura 2-13. Componentes da forma do agregado: forma, angularidade e textura (Masad, 2005).

Qualquer uma dessas propriedades podem variar sem afetar as outras propriedades de forma (Masad, 2005). A descrição dessas propriedades e a forma de como agem no comportamento do material são descritas a seguir.

2.6.1. Forma

A forma das partículas dos agregados influi na trabalhabilidade e na resistência ao cisalhamento das misturas asfálticas e nos materiais granulares que formam as camadas de base e sub-base. A forma das partículas define a energia de compactação necessária para alcançar certa densidade. Partículas irregulares ou de forma angular, tais como pedra britada, cascalhos e algumas areias de brita, tendem a apresentar melhor intertravamento entre os grãos compactados, sendo maior quanto mais cúbicas forem as partículas e mais afiadas forem suas arestas (Bernucci *et al.*, 2008).

A fim de se obter a forma das partículas, têm-se desenvolvido diversos métodos. Um deles é especificado pela norma DNER-ME 086 (DNER, 1994). O método consiste em determinar o índice de forma (f), obrigando o material a passar através de uma série de crivos circulares e redutores, os quais dependem da granulometria inicial do agregado. O índice de forma pode ser calculado como:

$$f = \frac{P_1 + 0,5P_2}{100n} \quad (2-11)$$

sendo:

f = índice de forma;

P_1 = soma das porcentagens retidas nos crivos I, de todas as frações que compõem a graduação;

P_2 = soma das porcentagens retidas nos crivos II, de todas as frações que compõem a graduação;

n = número de frações que compõem a graduação escolhida.

Esse método define que o índice de forma varia de zero a um, sendo que um corresponde a um agregado de forma cúbica.

2.6.2. Angularidade

A angularidade do agregado influencia na resistência à deformação permanente de misturas asfálticas, uma vez que, em agregados irregulares ou angulares, existem maiores

entrosamento e resistência ao deslocamento entre as mesmas, quando ocorre a compactação (Masad, 2005). Agregados angulares proporcionam maiores intertravamento e atrito interno entre si, formando uma estrutura granular mais rígida. Com relação a agregados com cantos arredondados, ao invés de se intertravarem, tendem a deslizar uns sobre os outros, resultando em uma estrutura granular mais fraca e, portanto, em misturas menos estáveis (Bessa *et al.*, 2009).

A angularidade é uma característica associada ao grau de amaciamento dos cantos ou arestas dos agregados. É uma medida de forma e também de textura superficial que garante a existência de um alto nível de atrito interno entre os agregados de uma mistura, além da boa resistência à deformação. A avaliação dessa característica é feita em agregados maiores que 4,75 mm (peneira N°4), que tenham uma ou mais faces fraturadas. Uma face é considerada fraturada quando a projeção da fratura corresponder a mais de 25% da projeção máxima visível do agregado (Bessa *et al.*, 2009). A fratura da face de um agregado pode ocorrer devido à processos de britagem ou pela ação da natureza. A norma utilizada para o teste em laboratório da angularidade de agregados é a ASTM D 5821/01, que envolve a contagem manual de cada agregado para verificar a existência das faces fraturadas. No entanto, o ensaio de determinação de porcentagens de faces fraturadas não permite a avaliação da angularidade dos agregados grossos, pois, solicita apenas o número de faces fraturadas, não fazendo menção à avaliação do grau de angularidade dos cantos dessas fraturas, assim como, também não avalia a textura superficial dos agregados (Bessa, *et al.*, 2009).

2.6.3. Caracterização da forma dos agregados utilizando Análise Digital de Imagens (AIMS)

A metodologia tradicional de caracterização de agregados, pode se tornar dispendiosa e não fornecer resultados precisos, e pode não representar de maneira adequada os materiais estudados. Existem, na literatura, diversas técnicas de Processamento Digital de Imagens (PDI) que podem ser utilizadas com o intuito de caracterizar agregados de forma mais completa e realista. Uma destas técnicas é conhecida como *Aggregate Image Measurement System* (AIMS), desenvolvida para analisar forma, angularidade e textura superficial de agregados graúdos e miúdos (Masad, 2005; Bessa, 2012).

Para a análise dos parâmetros relacionados à orientação das unidades de agregados, primeiro deve ser realizada a etapa de digitalização, ou seja, o processo de transformação da imagem real de um objeto físico em uma imagem digital que possa ser manipulada em um computador. Em seguida, há a etapa de realce, onde os agregados presentes na imagem ficam melhor distintos uns dos outros, podendo ser separados através da detecção das bordas de cada um. A etapa de restauração procura corrigir os defeitos e as imperfeições que possivelmente possam ter aparecido devido ao processo de digitalização da imagem. Finalmente, há a segmentação, que é um procedimento de identificação e rotulação de regiões ou objetos em uma imagem, por meio da detecção de bordas da mesma.

Esta técnica permite a subdivisão de uma imagem em suas partes ou objetos constituintes para que possam ser identificados e tratados separadamente (Bessa, 2012). Assim, se uma imagem pode ser identificada criteriosamente, todos os objetos e sub-imagens dentro dela podem ser localizados, permitindo a determinação de propriedades como área, perímetro, orientação, forma, dentre outras (Masad, 2005).

2.7. AVALIAÇÃO DA DEGRADAÇÃO DOS MATERIAIS GRANULARES DEVIDO À QUEBRA

Algumas das propriedades mais importantes dos solos granulares, empregados nas obras de engenharia, tais como a forma da curva tensão-deformação, resistência à compressão, mudanças de volume, dissipação de poro-pressão e a permeabilidade, dependem da integridade das partículas e da quebra que se produz devido a mudanças nas tensões. Por isso, é importante quantificar e identificar os efeitos que a quebra de grãos produz nessas propriedades (Lade *et al.*, 1996).

O trânsito de veículos provoca um acúmulo de deformação permanente podendo gerar mudanças na distribuição granulométrica dos agregados. Os vazios entre partículas existentes nas diferentes camadas do pavimento podem ser preenchidos com partículas finas, geradas pela quebra dos agregados graúdos susceptíveis aos carregamentos repetidos provocados pelo tráfego. Assim, o contato entre as partículas aumenta e a tensão de contato promove a quebra das partículas em tamanhos menores. A degradação das partículas afeta as propriedades de resistência e a deformação dos materiais granulares apropriados para a construção de bases e sub-bases (Marsal, 1973a).

Vários pesquisadores consideram que a resistência ao cisalhamento dos materiais granulares, dependem basicamente do ângulo de atrito e da dilatância durante o cisalhamento. Segundo Indraratna & Salim (2002), a resistência ao cisalhamento aumenta com o aumento da dilatância, a qual tende a diminuir com o aumento da pressão confinante. Lee & Seed (1967) *apud* (Indraratna & Salim, 2002) demonstraram que sob altas tensões, a resistência ao cisalhamento da areia aumenta enquanto a dilatância decresce. Eles atribuíram esse fato à quebra de partículas e ao rearranjo das mesmas durante o cisalhamento.

A quebra das partículas pode ocorrer também sob a ação de baixas tensões, dependendo das características individuais dos grãos do material. Vários fatores ou índices de quebra têm sido propostos para quantificar esse fenômeno, mas todos eles são de natureza empírica e são baseados nas variações dos tamanhos das partículas ou nas mudanças das agregações entre elas. Alguns desses índices podem ser consultados em Gómez (2011). A seguir se descrevem dois índices nos quais se consideram as mudanças de cada uma das frações que compõem o material.

Marsal (1973) desenvolveu um índice para quantificar a quebra das partículas (B_g). O método consistiu em medir as mudanças individuais entre as partículas, levando em conta a distribuição granulométrica. Para o cálculo do B_g , é necessário conhecer as curvas granulométricas do material antes e após o ensaio aplicado a fim de achar as diferenças (ΔW_k) entre os pesos retidos iniciais (W_{ki}) e finais (W_{kf}). O fator de quebra de Marsal (B_g) é a soma dos valores positivos ΔW_k , que representa a porcentagem em peso dos grãos que sofreram fragmentação. Os limites do fator quebra definido estão entre zero (0%), a menor porcentagem de quebra, e cem (100%) máxima que o material possa sofrer.

No Brasil, a degradação ou quebra dos grãos, provocada pela compactação Proctor, pode ser quantificada mediante o procedimento descrito na norma DNER-ME 398 (DNER, 1999). O método foi desenvolvido para uma curva granulométrica padrão, e leva em conta as porcentagens de material que passa em seis peneiras antes e após a compactação, fazendo a subtração entre as porcentagens inicial e final (D). A Figura 2-14 apresenta a variação do índice de degradação Proctor de um RCD compactado na energia intermediária, segundo o teor de umidade. Como se ilustra na figura, a degradação do material aumenta com a diminuição do teor de umidade.

O índice de degradação ID_p corresponde à soma das diferenças dos materiais que passam em cada peneira, dividido pelo número 6, que corresponde à quantidade de peneiras usadas na pesquisa.

$$ID_p = \sum D/6 \quad (2-12)$$

As peneiras utilizadas para o cálculo do ID_p foram: 25,4 mm (1"), 12,5 mm (1/2"), 9,5 mm (3/8"), 4,75 mm (N°4), 2,0 mm (N°10), 0,425 mm (N°40) e 0,075 mm (N°200).

Os índices B_g e ID_p permitem determinar quais frações são as mais susceptíveis aos processos de compactação, carga ou descarga a que são submetidos os materiais granulares durante os procedimentos de construção das rodovias. Esses dois métodos são simples e consideram a degradação do material em cada fração.

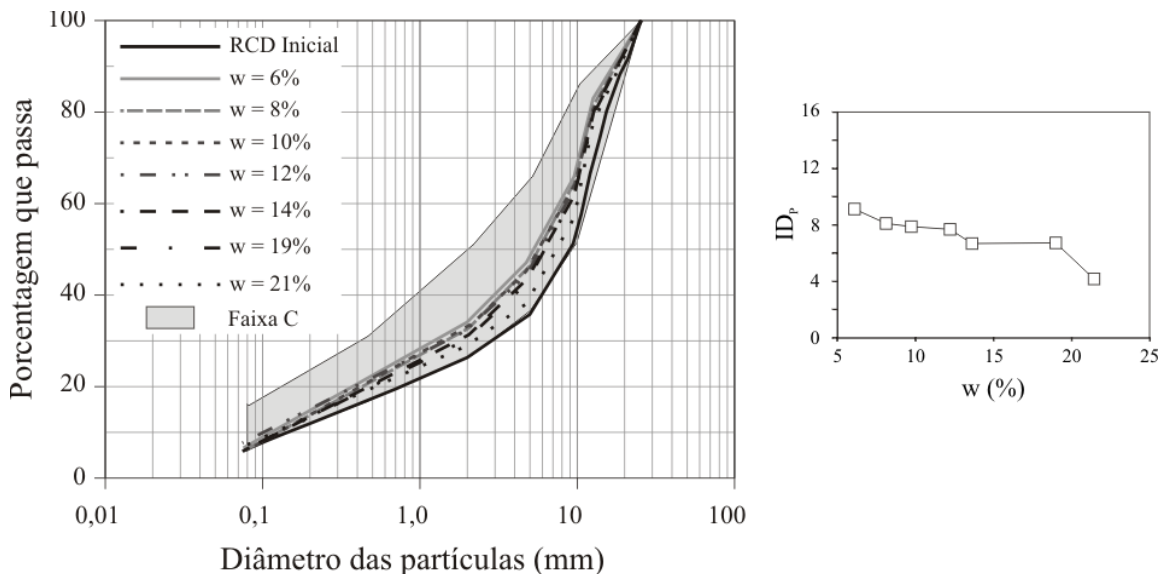


Figura 2-14. Variação do ID_p considerando energia de compactação Proctor e teor de umidade (Gómez, 2011).

Indraratna & Salim (2002) calcularam a quebra de um basalto submetido a carregamentos triaxiais monotônicos, empregando o índice proposto por Marsal (1973). Eles concluíram, a partir dos seus resultados experimentais, que a quebra de partículas aumenta com incremento da tensão de confinamento e continua aumentando apesar da ruptura do corpo de prova.

Gómez (2011) obteve índices de quebra de um resíduo de construção e demolição submetido a provas de compactação, módulo de resiliência e CBR. Os índices obtidos mostraram que quebra de partículas depende principalmente da energia de compactação

empregada. Mas o teor de umidade da mistura também influi na quebra dos grãos. A maior porcentagem de quebra foi observada durante o processo de compactação e não durante o processo de carga nos ensaios de M_R e CBR, no entanto, esses ensaios também geraram degradação nos grãos.

2.8. CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA WRC

As propriedades de retenção de água dos solos referem-se à forma como a água se movimenta através dos poros do solo. A relação entre a quantidade de água e a força de movimento dessa água é conhecida como curva de retenção de água (WRC) ou curva característica (Gupta *et al.*, 2009). Essa relação é única para cada tipo de meio poroso e a força da água através do solo se expressa de forma geral a partir da sucção.

$$\Psi = s + \Pi \quad (2-13)$$

sendo: s = sucção matricial com $s = u_a - u_w$, u_a a pressão no ar na fase gasosa e u_w a pressão na fase líquida no material não saturado; e Π = sucção osmótica, gerada pelos sais dissolvidos na água.

A quantidade de água pode ser expressa pela umidade gravimétrica (w), pela umidade volumétrica (θ), pelo grau de saturação (S_r), ou pelo índice de água (e_w). Geralmente, a sucção é representada de forma gráfica, em escala logarítmica ou em termos do potencial de sucção, expresso como coluna de água (pF). A representação apropriada da WRC tem uma importante consequência na caracterização do comportamento do solo, posto que ela pode expressar indiretamente o comportamento mecânico dos solos não saturados (Vanapalli, 1994).

As curvas de retenção de água estão diretamente relacionadas com a curva de tamanho e distribuição de poros, e elas influenciam o comportamento dos materiais. Entre as propriedades afetadas encontram-se: a compressibilidade volumétrica, a resistência ao cisalhamento e a permeabilidade em meios não saturados (Nimmo 2004; Romero *et al.* 1999; Thu *et al.* 2007; Vanapalli *et al.* 1996).

A forma da WRC depende da distribuição do tamanho dos poros e da compressibilidade do meio poroso com relação à sucção (Marinho, 2005). A Figura 2-15 apresenta a relação ideal entre a distribuição de tamanho dos poros e a WRC. Cada tamanho de poro se associa

a um valor de sucção devido à capilaridade. Um material com tamanho único de poro apresentaria uma forte queda na curva umidade – sucção, correspondente ao valor de entrada de ar. Materiais com dois tamanhos de poros apresentariam dois pontos de queda abruptos na relação umidade – sucção. Para materiais com vários tamanhos de poros, haverá uma transição gradual entre a redução do teor de umidade e o incremento da sucção, gerando o formato de “S” que apresenta geralmente a curva de retenção de água do solo. Isso indica que para cada tamanho de poro dominante haverá uma mudança na inclinação da curva de retenção de água.

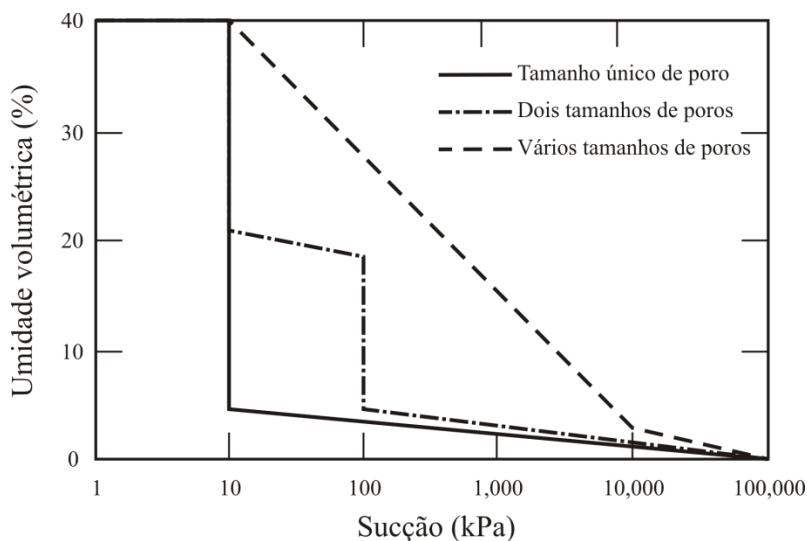


Figura 2-15. Forma da curva de retenção de água do solo segundo a distribuição do tamanho dos poros (Marinho, 2005).

Diferentes técnicas laboratoriais têm sido utilizadas para definir a WRC de materiais naturais e compactados. A placa de pressão e o papel filtro são duas alternativas de baixo custo. Valores pequenos de sucção podem ser aplicados diretamente por meio de um manômetro em “U” e um tubo capilar. No entanto, esse método tem limitações devido à cavitação que pode surgir com uma sucção próxima aos 100 kPa. Para evitar a cavitação, utiliza-se a técnica da translação de eixos (ATT sigla em inglês) empregando a placa de pressão.

A ATT consiste em incrementar, de maneira artificial, a pressão atmosférica em uma amostra de material poroso. A sucção matricial pode ser controlada regulando a pressão no ar por meio de uma câmara de ensaio. A pressão na água também pode ser controlada através de um filtro poroso (pedra porosa de alto valor de entrada de ar) saturado embutido na base

da câmara. O filtro terá contato direto com a amostra a ensaiar. A técnica foi proposta por Hilf (1956) *apud* Rahardjo *et al.* (2011) em que o primeiro utilizou o método para medir as tensões da água em solos não saturados com uma fase contínua de ar ($S_r < 95\%$), assumindo que ao aplicar incrementos de pressão sobre a fase gasosa, idênticos incrementos de pressão seriam induzidos sobre a fase líquida.

Uma vez que a base da câmara permite a drenagem, a quantidade de água que flui através da amostra, pode ser quantificada, e sob pressão constante, o fluxo de água cessa quando o equilíbrio é alcançado. A curva de retenção de água se obtém então, relacionando a sucção e o volume de água armazenado no material ensaiado, quando este alcança o equilíbrio.

O método do papel filtro (FPM por suas siglas em inglês) tem sido utilizado desde finais dos anos trinta, quando foi apresentado por Gardner em 1937 no seu trabalho “*A Method of Measuring the Capillary Tension of Soil Moisture Over Wide Moisture Range*”. Desde então, diferentes pesquisadores têm empregado o método do papel filtro para medir a sucção. O fundamento desse método considera que quando um solo em estado úmido se põe em contato com um papel filtro dentro de um container selado, o papel absorve a água do solo até ambos os materiais atingirem a mesma sucção de equilíbrio. Quando o papel filtro está em contato direto com a água do material, a água, absorvida pelo papel, tem a mesma concentração que o solo. Desta forma, é possível medir a sucção matricial (Marinho & Oliveira, 2006). A sucção de equilíbrio se estima a partir do teor de umidade do papel filtro utilizado e da sua equação de calibração.

2.8.1. Modelos para representar a curva de retenção de água do solo

É comum o desenvolvimento de relações e modelos na mecânica de solos baseados nas observações de campo e laboratório, estabelecendo relações por meio de aproximações lineares e não lineares. Esse é o caso da maior parte das propostas para representar a WRC. Entretanto, alguns modelos apresentam uma formulação matemática mais rigorosa, utilizando inclusive conceitos da elastoplasticidade e, desta forma, conseguindo reproduzir diversos aspectos da WRC (Otálvaro, 2013).

Os modelos empíricos ou equações estritamente matemáticas pretendem reproduzir parte das feições da WRC (Figura 2-16), incluindo a forma e alguns parâmetros de referência como a zona saturada definida pela umidade de saturação (θ_{sat}), o valor de sucção onde surgem os

primeiros vazios não preenchidos totalmente por água (AEV), o teor de umidade residual (θ_{res}), e finalmente a razão de variação da umidade com a sucção (λ_s). A forma matemática que representa a WRC é usualmente do tipo hiperbólica (van Genuchten, 1980; Fredlund & Xing, 1994; Gitirana & Fredlund, 2004). Uma descrição detalhada de vários modelos que expõem o armazenamento de água nos poros do solo podem ser consultados em Otálvaro (2013).

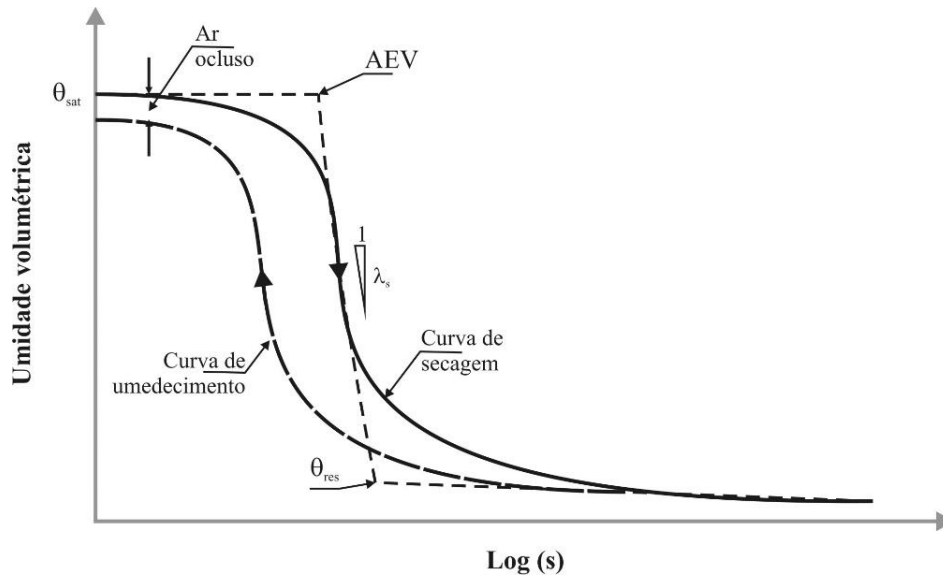


Figura 2-16. Principais feições da curva de retenção de água (Fredlund & Xing, 1994).

As propostas de equações hiperbólicas com maior aceitação são as de van Genuchten (1980) e Fredlund & Xing (1994). Segundo van Genuchten (1980) a quantidade de água armazenada como função da sucção pode-se expressar como:

$$\theta = \theta_{res} + \frac{\theta_{sat} - \theta_{res}}{[1 + (a_{VG} \cdot s)^{n_{VG}}]^{m_{VG}}} \quad (2-14)$$

$$m_{VG} = 1 - 1/n_{VG} \quad (2-15)$$

onde, a_{VG} , n_{VG} , θ_{res} e θ_{sat} são parâmetros independentes que podem ser estimados a partir dos dados experimentais.

Fredlund & Xing (1994), a partir da forma da função de distribuição de poros derivada da granulometria, propõem uma equação para representar a WRC. Os autores introduzem uma função de correção $C(s)$ que obriga à WRC a atingir o valor de sucção de 10^6 kPa com uma umidade volumétrica igual a zero, condição obtida experimentalmente por Cronney &

Coleman (1961) e suportada a partir dos postulados da termodinâmica por Richards (1965). A forma da equação é:

$$\theta = C(s) \cdot \frac{\theta_{sat}}{\{Ln[e + (s/a_{FX})^{n_{FX}}]\}^{m_{FX}}} \quad (2-16)$$

$$C(s) = \frac{Ln(1 + s/s_{res})}{Ln[1 + (1.000.000/s_{res})]} \quad (2-17)$$

onde, a_{FX} , n_{FX} e m_{FX} são parâmetros de ajuste; s_{res} é a sucção correspondente a umidade residual θ_{res} .

Para o caso bimodal, Durner (1994) amplia a equação de van Genuchten (1980). Os fatores são determinados com o melhor ajuste da WRC, com a forma geral da relação:

$$e_w = \sum_{i=1}^N e^i \int_s^{\infty} f(s) ds \quad (2-18)$$

onde, e_w = índice de água (V_w/V_s); i = número de modos; e^i = índice de vazios do modo i ; fator de peso do modo i ; $f(s)$ = função simples da relação umidade-sucção. Combinando a proposta de van Genuchten (1980) na equação (2-18) tem-se:

$$e_w = \sum_{i=1}^N \frac{e^i}{[1 + (a_i \cdot s)^{n_i}]^{1-1/n_i}} \quad (2-19)$$

onde, a_i e n_i = são os parâmetros de ajuste para cada modo.

Esses modelos também aplicam a diferentes materiais granulares como mostrado por Zhang *et al.* (2010); Rahardjo *et al.* (2011) e Saevarsdottir & Erlingsson (2013).

2.8.2. Distribuição e tamanho de poros

A técnica de intrusão de mercúrio é empregada para medir o tamanho e a distribuição dos poros no meio poroso seco. A porosimetria por intrusão de mercúrio se fundamenta na lei capilar que governa a penetração de um líquido em pequenas cavidades. Esta lei, para o caso de um líquido não-molhante como o mercúrio pode ser representada pela relação de Washburn (Diamond, 1970) para poros cilíndricos como:

$$D = -\frac{1}{P}4\gamma_{hg}\cos(\phi_{hg}) \quad (2-20)$$

onde D é o diâmetro do poro; P é a pressão absoluta do líquido não molhante (mercúrio); γ_{hg} é a tensão superficial do mercúrio e ϕ_{hg} é o ângulo de contato do mercúrio com a parede do poro.

O processo de intrusão de mercúrio é análogo à curva de retenção de água durante a trajetória de secagem, quando se aplica uma pressão de ar externa gradativamente em um material poroso totalmente saturado (Mascarenha *et al.*, 2011).

É aceito na literatura técnica que a intrusão de mercúrio, em um meio poroso, é um processo similar à injeção de ar durante a secagem na curva de retenção de água do solo (Romero *et al.*, 1999; Mascarenha *et al.*, 2011; Otálvaro, 2013). A Figura 2-17 apresenta a analogia entre a injeção de ar e a intrusão de mercúrio. Substituindo o líquido não molhante na equação (2-20) pode ser obtida a tensão capilar como:

$$u_a - u_w = \frac{4\sigma_w \cos(\theta_w)}{D} \quad (2-21)$$

onde, $u_a - u_w$ = sucção matricial; σ_w = tensão superficial na interface ar/água (0,0728 N/m); θ_w = ângulo de contato entre o médio poroso e a água.

Segundo Romero *et al.*, (1999) se o diâmetro D das equações (2-20) e (2-21) é o mesmo, as duas pressões podem ser relacionadas como:

$$P = (u_a - u_w)/0,196 \quad (2-22)$$

Esta equação permite transformar a sucção matricial em pressão de intrusão de mercúrio. Além disso, a curva de injeção de ar acumulada pode ser obtida da WRC pelo complemento entre o volume da água com relação ao volume total como:

$$e_a = e - e_w \approx e_{nw} \quad (2-23)$$

onde, e_a = índice de ar (V_a/V_s); e = índice de vazios; e_w = índice de água (V_w/V_s). A transformação da WRC na curva de injeção de ar no solo (SAIC) é feita usando os índices e_a e e_w .

Pode-se estimar a função de distribuição de poros dos materiais porosos a partir da trajetória de secagem da curva de retenção de água (Gómez *et al.*, 2013; Mascarenha *et al.*, 2011; Otálvaro, 2013).

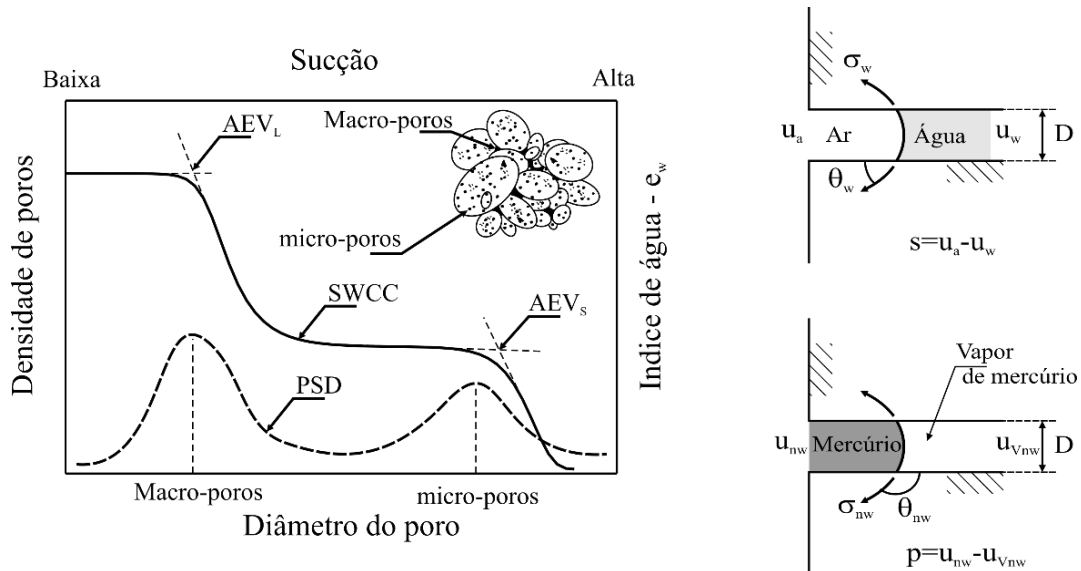


Figura 2-17. Analogia entre função de densidade de poros e a curva de retenção (Otálvaro, 2013).

2.9. RESUMO

Neste capítulo foi contextualizado o problema da produção e disposição errada dos resíduos de construção e demolição nos centros urbanos. Foram apresentados diferentes trabalhos que permitiram identificar a possibilidade do uso do RCD na camada de base dos pavimentos rodoviários. Foi possível identificar que o comportamento mecânico dos resíduos de construção e demolição é similar ao dos materiais granulares convencionais empregados atualmente.

Alguns trabalhos sobre a modelagem constitutiva dos materiais granulares foram apresentados, considerando o comportamento mecânico e o hidráulico.

A modelagem constitutiva do comportamento mecânico foi apresentada separando o comportamento resiliente dos materiais granulares do comportamento tensão-deformação permanente. As abordagens dos trabalhos se concentraram na variação das tensões aplicadas, o número de ciclos e a variação do teor de umidade.

É considerada relevante a degradação dos materiais granulares devido às cargas cíclicas e às técnicas de compactação. Foram apresentados dois índices para determinar a quebra das partículas.

Sobre a modelagem da curva de retenção de água do material granular apresentam-se alguns trabalhos que abordam o problema usando os conceitos da elastoelasticidade.

Finalmente, foi apresentada a relação existente entre a curva de retenção de água e a função de distribuição de poros.

CAPÍTULO 3

MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta os aspectos gerais da obtenção da amostra de resíduo de construção e demolição selecionado para esta pesquisa. São incluídos os ensaios da caracterização composicional do material, assim como as características de compactação e de resiliência obtidas na pesquisa de Gómez (2011) e que são de grande relevância para o trabalho atual. A partir das características de compactação são definidas as condições de moldagem das amostras. Além disso, também são descritos os equipamentos utilizados e desenvolvidos para o estudo experimental e os ensaios propostos para determinar as características de deformação permanente para o RCD, a metodologia para determinar a curva de retenção de água e o procedimento a seguir para ajustar os dados experimentais obtidos aos modelos matemáticos existentes.

A Figura 3-1 apresenta de forma simples a metodologia empregada durante o desenvolvimento desta pesquisa, começando pela seleção do material, a definição da curva granulométrica escolhida e as propriedades do RCD em estudo, conhecidas previamente, assim como as características avaliadas no decorrer da pesquisa.

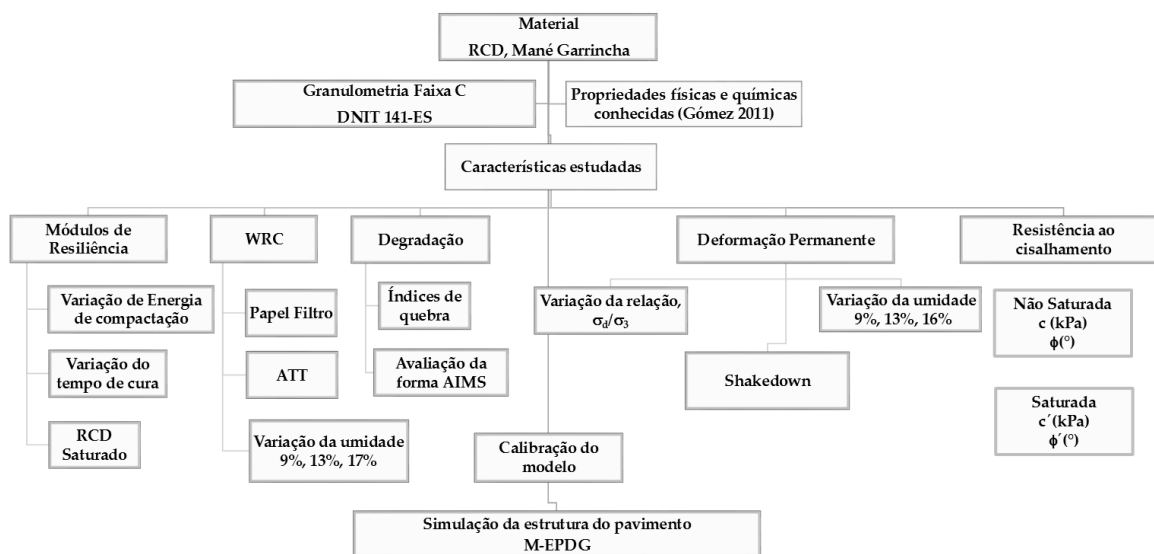


Figura 3-1. Metodologia adotada para a caracterização do RCD avaliado nesta pesquisa.

3.2.SELEÇÃO DO MATERIAL

O resíduo de construção e demolição empregado no desenvolvimento desta pesquisa é o mesmo utilizado por Gómez (2011), Sinisterra (2014) e Souza (2015). O material foi caracterizado física, química e mecanicamente na pesquisa desenvolvida por Gómez (2011).

O RCD foi fornecido pela empresa Areia Bela Vista, dedicada à exploração e produção de areia natural para fabricação de concreto e argamassa e à reciclagem de resíduos que provêm da demolição de diferentes estruturas no Distrito Federal, para a produção de areia utilizada na produção de argamassa e concreto asfáltico. O material selecionado faz parte do entulho gerado durante a demolição do estádio Mané Garrincha da cidade de Brasília. Esses resíduos foram levados e estocados em Sobradinho II onde a empresa Areia Bela Vista tem suas instalações, a fim de serem submetidos ao processo de reciclagem (Gómez, 2011).

Aproximadamente 20 toneladas desse material foi submetido inicialmente à triagem para eliminar materiais contaminantes como: barras de aço, tubos de ferro, tubos de PVC e pedaços de madeira. Cabe ressaltar que esse procedimento foi realizado na amostragem de Gómez (2011) e que a pesquisa atual utilizou o material dessa amostragem estocado no Laboratório de Infraestrutura (INFRALAB) da Universidade de Brasília (UnB). O processo de amostragem e britagem primária feito nas instalações da Areia Bela Vista no Britador de mandíbulas Metso – Nordberg série C80/50 o qual tem uma capacidade de produção de 110 toneladas/h com um tamanho de partícula de 12 cm aproximadamente. O processo inicial pode ser observado na Figura 3-2a até a Figura 3-2c respectivamente.

O RCD passou por um segundo processo de britagem a fim de gerar um agregado reciclado que se ajustasse a faixa granulométrica C segundo a especificação de serviço DNER-ES 303 (DNER, 1997). Cada vez que foi preciso, aproximadamente 2000 quilos de material com tratamento primário foram transportados até o laboratório de Geocronologia da UnB, onde o RCD foi britado no equipamento apresentado na Figura 3-2d.

A Figura 3-2d e a Figura 3-2e apresentam o processo de trituração secundária do material. Após britagem, o RCD foi colocado em sacos de 16 quilos e levados de volta ao INFRALAB. O material britado foi submetido a um processo de homogeneização e secado ao ar antes de ser armazenado.

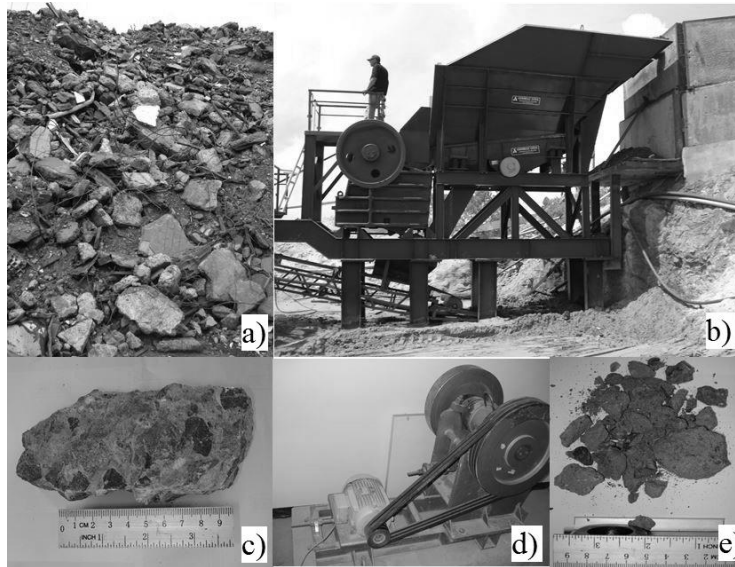


Figura 3-2. Processo de amostragem e britagem do RCD: a) armazenamento nos pátios da Areia Bela Vista; b) Britadora Metso – Nordberg; c) tamanho RCD após britagem primária; d) britadora de mandíbulas empregada no processo de britagem secundário; e) tamanho RCD após britagem secundária (Gómez, 2011).

3.3. CARACTERIZAÇÃO DO RCD EMPREGADO NA PESQUISA

A pesquisa de Gómez (2011) classificou o RCD empregado nesta pesquisa como um agregado reciclado de concreto (ARC) uma vez que a porcentagem de materiais cimentícios (G1) e pétreos (G2) superam os 90% exigidos pela norma NBR 15115 (ABNT, 2003). O resíduo é composto por britas, concretos, argamassas, cerâmicos brancos e vermelhos, assim como uma pequena quantidade de madeira, plástico e metais (materiais contaminantes). A porcentagem de cada material pode ser observada na Figura 3-3.

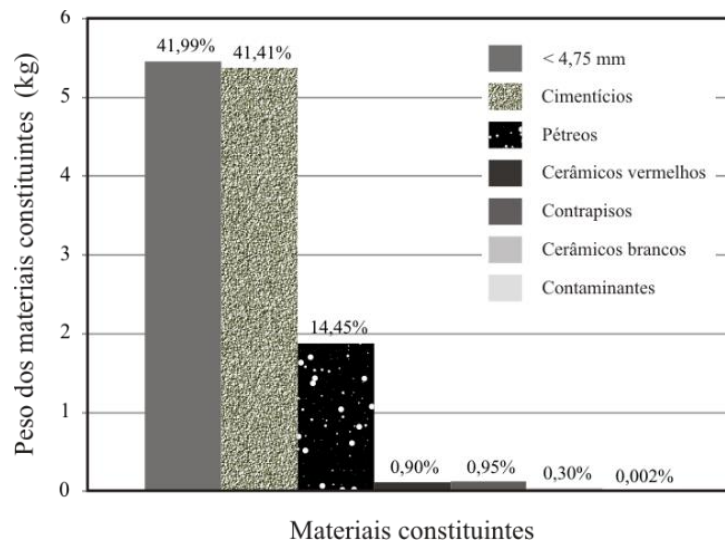


Figura 3-3. Materiais que compõem o RCD segundo a sua natureza (Gómez, 2011).

3.3.1. Caracterização física

Gómez (2011) caracterizou o agregado reciclado (AR) gerado a partir do RCD do estádio Mané Garrincha. Os ensaios e os resultados dos mesmos assim como os valores de referência são apresentados na Tabela 3-1, os procedimentos empregados e as análises dos resultados podem ser consultados em detalhe em Gómez (2011).

Tabela 3-1. Caracterização física do RCD (Gómez, 2011).

Propriedades	ASTM D2940- 09	NBR 15115/03- EB2103/91	DNER ES 303/97 ES 141/10	PMSP/SP	RCD desta pesquisa
Coeficiente de uniformidade (C_u)	-	≥ 10	-	≥ 10	61
% que passa a peneira N°40	-	10-40%	-	10-30 %	15%
Teor de material passante a malha (0.075mm)	7-15%	10% ^{graúdo} 15% ^{miúdo}	-	-	3% ^{graúdo} 12% ^{miúdo}
Absorção	-	7,0%*			7,7%
Expansão	$\leq 0,5\%$	$\leq 0,5\%$	$\leq 0,5\%$	$\leq 0,5\%$	0,0%
Materiais indesejáveis	-	3%	-	3%	0,56%
Limite de liquidez (LL)	≤ 25	≤ 25	≤ 25	≤ 25	32%
Índice de plasticidade (IP)	≤ 4	≤ 6	≤ 6	≤ 6	NP
Equivalente de areia (EA)	$\geq 35\%$	$\geq 30\%$	$\geq 30\%$	$\geq 30\%$	$\geq 70\%$
Índice de forma	-	-	-	-	0,9
Densidade das partículas sólidas Gs	-	-	-	-	2,72
Durabilidade em sulfato de Mg	-	30%	-	30%	6,4% ^{graúdo} 11,2% ^{miúdo}
Abrasão Los Angeles	-	$\leq 55\%$	$\leq 55\%$	$\leq 55\%$	35% ^{graúdo} 38% ^{miúdo}

*Valor referido à preparação de concreto sem função estrutural; graúdo tamanhos maiores que 4,75 mm; miúdo tamanhos entre 0,075 mm e 4,75 mm.

3.3.2. Caracterização química

As análises de caracterização química mostraram a nível microscópico a composição do RCD desta pesquisa. Os diferentes ensaios aplicados sobre amostras de agregado reciclado fino ($< 0,075$ mm), confirmaram a presença de minerais de sílica e de cálcio (Gómez, 2011). Ensaios de difração de raios X (DRX), análise geoquímica, fluorescência de raios X (FRX), análise elementar (CHN) e ensaio de pH foram aplicados à fração fina do RCD, permitindo identificar os minerais mais comuns no resíduo analisado.

Difração em raios X (DRX)

Os ensaios de difração de raios X (DRX) evidenciaram a existência de tectosilicatos como o quartzo. A presença de rochas graníticas e os cerâmicos vermelhos estimulam a aparição de

micas como a muscovita. Por outro lado, a aparição de carbonatos como calcita se deve à grande quantidade de materiais cimentícios (concreto e argamassa) presentes no RCD. Materiais indesejáveis como o gesso foram encontrados apenas em uma das amostras analisadas (Gómez, 2011).

Fluorescência de raios X (FRX)

Gómez (2011) reportou que o mineral que se encontra na amostra de RCD deste estudo com maior frequência é o cálcio com 52%, confirmando o que foi observado em nível macroscópico onde os materiais cimentícios aparecem em grande quantidade e em nível microscópico na mineralogia, onde um dos minerais que aparece frequentemente é a calcita. Em segundo lugar encontra-se a sílica com 24% corroborando o que foi observado na mineralogia composta de quartzo e de traços de argilas como a illita, montmorilonita e a caolinita. O ferro, alumínio e potássio em menor proporção justificam a presença de minerais como goetita, gibsitita e hematita. Uma pequena porcentagem de enxofre (0,8%) explica a presença de gesso como referido no ensaio de DRX.

Ensaio de pH

Os ensaios de pH em água e KCl conduzidos por Gómez (2011) determinaram que o RCD é um material básico ou alcalino uma vez que o valor médio de pH encontrado para as duas soluções foi $\text{pH} = 11,2$. Segundo Svehla (1979) os valores de pH superiores a 9 geram precipitação de carbonato de cálcio (CaCO_3) ao longo do tempo. Este fato pode explicar a existência do CaCO_3 encontrado no RCD em estudo (Gómez, 2011).

3.3.3. Caracterização mecânica

O programa de ensaios de caracterização mecânica realizados por Gómez (2011) permitiu definir as propriedades de densidade aparente seca máxima (γ_{dmax}), umidade ótima ($\omega_{\text{ótima}}$), índice de suporte de Califórnia (CBR sigla em inglês), compressão uniaxial (RCS) e resiliência (M_R) do RCD ao longo do tempo e para duas energias de compactação. Os resultados são apresentados de maneira resumida na Tabela 3-2.

Mediante ensaios de cisalhamento rápido Gómez (2011) determinou resistência ao cisalhamento, módulos de deformabilidade tangentes (D) e ângulos de atrito empregando a

trajetória de tensões totais. Os resultados obtidos pela pesquisa referida são apresentados na Tabela 3-3.

Tabela 3-2. Caracterização mecânica do RCD desta pesquisa (Gómez, 2011).

Parâmetro medido						
Energia Proctor	$\omega_{ótima}$ (%)	γ_{dmax} (kN/m ³)	CBR (%)	CBR (%) _{imerso}	RCS (kPa)	M _R (MPa)
Intermediária	13	17,2	95	114	220	190
Modificada	13	17,7	163	218	-	140

Tabela 3-3. Parâmetros de resistência ao cisalhamento do RCD (Gómez, 2011).

Tempo de cura (dias)	σ_3 (kPa)	σ_1 (kPa)	Resistência (kPa)	D (MPa)	M _R (MPa)	s (kPa)	t (kPa)	tan(α)	ϕ (°)
0	34	279	245	88	176	156	123	0.784	52
1	35	318	283	178	301	176	141	0.8	53
7	35	333	298	232	425	184	149	0.814	54
15	38	296	258	222	284	167	129	0.773	51
30	37	339	303	226	232	188	151	0.804	54
90	38	323	285	234	244	180	143	0.791	52

3.4. PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental adotado nesta pesquisa em continuidade ao realizado por Gómez (2011) envolveu a utilização de equipamentos existentes, o desenvolvimento e adaptação de outros. A seguir são detalhados os equipamentos e os procedimentos de ensaio adotados, assim como as trajetórias seguidas.

3.4.1. Curva granulométrica selecionada

A curva granulométrica utilizada durante esta pesquisa foi o limite superior da graduação C descrito na especificação de serviço brasileira DNIT 141-ES (DNIT, 2010) com o intuito de controlar a degradação do RCD desta pesquisa durante o processo de compactação e ciclagem. Essa curva granulométrica é empregada para materiais granulares de base e sub-base, em estradas de moderado a alto volume de tráfego no Brasil. O RCD desta pesquisa foi separado em cada uma das frações que compõem a curva granulométrica referida com ajuda de um peneirador mecânico.

Todos os corpos de prova empregados na pesquisa foram compactados a partir da curva granulométrica definida (ver Tabela 3-4). O interesse em começar todos os ensaios, a partir da mesma curva granulométrica, se deve a degradação do material por quebra de partículas durante os processos de compactação e carregamentos cíclicos. Tendo em vista esse

fenômeno, foram feitos ensaios granulométricos após o término de cada ensaio realizado, com o intuito de determinar a possível alteração do material. A Figura 3-4 apresenta a faixa granulométrica C, a curva granulométrica empregada durante o desenvolvimento desta pesquisa, identificada na figura como RCD_{inicial} (correspondente ao limite superior da faixa C para base) e a variação da curva granulométrica devido ao processo de compactação, para diferentes teores de umidade obtidas previamente na pesquisa de Gómez (2011).

Tabela 3-4. Curva granulométrica empregada no RCD utilizado nesta pesquisa.

Peneira	1"	1/2"	3/8"	4	10	40	200
Tamanho (mm)	25,1	12,5	9,5	4,75	2,0	0,425	0,075
Porcentagem retido	100	70	50	35	25	15	5

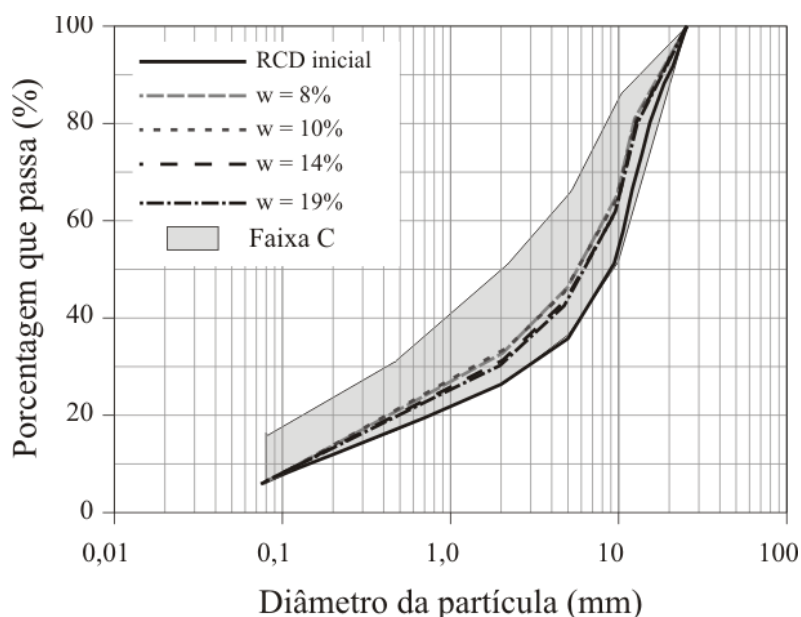


Figura 3-4. Granulometria utilizada nesta pesquisa e efeito do teor de umidade na compactação (Gómez, 2011).

3.4.2. Características de compactação e moldagem

A compactação dos corpos de prova empregados durante o desenvolvimento desta pesquisa foi feita em vários estágios. Durante o processo de compactação, o RCD foi inicialmente umedecido a partir do estado seco ao ar. A mistura foi armazenada em sacola plástica durante 24 h para garantir homogeneidade na umidade e então compactada como indicado na Tabela 3-5. Segundo a recomendação de Gómez (2011) a umidade de compactação empregada foi 13% para cada corpo de prova.

Os corpos de prova foram compactados em um molde cilíndrico tripartido de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura. O tamanho nominal máximo do RCD avaliado foi definido em 19,05 mm; segundo a norma europeia EN 13286-7 (ECS, 2007) para materiais granulares com uma graduação entre 0 mm e 16 mm o tamanho da amostra a compactar pode ter essas dimensões. Já que apenas 7,0% da amostra é retido na peneira 3/4”, essa especificação foi adotada nesta pesquisa para a moldagem dos corpos de prova.

3.4.2.1. Compactação CP para ensaios de módulos de resiliência

Os corpos de prova empregados nos ensaios de módulo de resiliência foram compactados no INFRALAB em um compactador mecânico marca ELE. Duas energias Proctor foram empregadas na elaboração dos corpos de prova como apresentado na Tabela 3-5.

Tabela 3-5. Energias de compactação empregadas na compactação dos CP de Módulo.

Energia Proctor	Energia	Número de camadas	Número de golpes/camada
Intermediária	1.263 (kN-m/m ³)	3	32
Modificada	2.700 kN-m/m ³)	5	42

Foram aplicadas análises de variância simples (ANOVA), a fim de estabelecer se os corpos de prova eram estruturalmente iguais. O parâmetro estrutural considerado para a análise foi o índice de vazios inicial e a hipótese nula adotada supõe que todos os índices de vazios das amostras compactadas na energia avaliada pertencem ao mesmo espaço amostral. A hipótese alternativa então supõe que pelo menos um dos índices de vazios calculados para os corpos de prova não pertence ao espaço amostral. Os resultados para cada energia de compactação são apresentados nas Tabelas 3-6 e 3-7.

A função de distribuição de probabilidade Fisher ($F = 0,966$) é próximo a unidade e inferior ao valor crítico calculado indicando que a hipótese nula é aceita. Conclui-se então que os corpos de prova empregados nos ensaios de módulo de resiliência e compactados na energia intermediária tinham estrutura semelhante.

Os resultados da análise de variância aplicada sobre os índices de vazios calculados para os corpos de prova compactados na energia modificada, são mostrados na Tabela 3-7. A função de distribuição Fisher obtida a partir da análise estatística aplicada indica que a hipótese de que os índices de vazios pertencem ao mesmo espaço amostral, pode ser aceita uma vez que o valor $F = 1,588$ é inferior ao valor crítico estimado. Conclui-se então que os

corpos de prova empregados na obtenção do M_R para uma energia de compactação modificada foram estruturalmente homogêneos.

Tabela 3-6. Resultado ANOVA para CP compactados no INFRALAB, na energia Intermediária, considerando o índice de vazios.

RESUMO

<i>Grupos</i>	<i>Contagem</i>	<i>Soma</i>	<i>Média</i>	<i>Variância</i>
Amostra 1	3	1,55884	0,51961	0,00059
Amostra 2	3	1,60283	0,53428	0,00075
Amostra 3	3	1,53796	0,51265	0,00021
Amostra 4	3	1,45791	0,48597	0,00352

ANOVA

<i>Fonte da variação</i>	<i>Soma dos quadrados (SQ)</i>	<i>Graus de liberdade (gl)</i>	<i>Média dos quadrados (MQ)</i>	<i>F</i>	<i>Probabilidade de</i>	<i>Valor crítico para F</i>
Entre grupos	0,003681562	3	0,00123	0,96653	0,45445	4,06618
Dentro dos grupos	0,010157508	8	0,00127			
Total	0,01383907	11				

Tabela 3-7. Resultado ANOVA para CP compactados no INFRALAB, na energia Modificada, considerando o índice de vazios.

RESUMO

<i>Grupos</i>	<i>Contagem</i>	<i>Soma</i>	<i>Média</i>	<i>Variância</i>
Amostra 1	3	1,29751	0,43250	0,00022
Amostra 2	3	1,36939	0,45646	0,00031
Amostra 3	3	1,37472	0,45824	0,00140
Amostra 4	3	1,42656	0,47552	0,00042

ANOVA

<i>Fonte da variação</i>	<i>Soma dos quadrados (SQ)</i>	<i>Graus de liberdade (gl)</i>	<i>Média dos quadrados (MQ)</i>	<i>F</i>	<i>Probabilidade</i>	<i>Valor crítico para F</i>
Entre grupos	0,00281	3	0,00094	1,58826	0,26679	4,06618
Dentro dos grupos	0,00472	8	0,00059			
Total	0,00754	11				

3.4.2.2. Compactação CP para ensaios de deformação permanente

No caso dos ensaios de deformação permanente, os corpos de prova foram compactados manualmente, com um macaco convencional para ensaio Proctor modificado. Os corpos de prova foram compactados no Laboratório de Engenharia Civil da Pontifícia Universidade Javeriana de Cali (PUJ).

Esses CP foram compactados unicamente na energia modificada adotando a mudança da especificação técnica do DNER 330-ES/97 a qual permitia a compactação de material de

base na energia intermediária ou modificada para a DNIT 141-ES (DNIT, 2010) onde a energia exigida para a compactação de bases granulares é a modificada.

Da mesma forma que nos corpos de prova compactados no compactador mecânico, os corpos de prova foram submetidos a uma análise de variância simples para garantir que todos os corpos de prova testados pertencessem a um mesmo espaço amostral.

A prova estatística realizou-se sobre os índices de vazios (e_0) obtidos dos corpos de prova logo após a compactação. Para essa análise a hipótese nula considerada foi que todos os índices de vazios pertencessem ao mesmo espaço amostral. Na Tabela 3-8 se observa que o valor da prova Fisher ($F = 0,567$) é menor que o valor crítico e, além disso, é inferior à unidade o que indica que todos os corpos de prova são iguais, aceitando a hipótese nula adotada.

Tabela 3-8. Resultado da ANOVA considerando homogeneidade no e_0 CP compactados manualmente na PUJ.

RESUMO

<i>Grupos</i>	<i>Contagem</i>	<i>Soma</i>	<i>Média</i>	<i>Variância</i>
Amostra 1	3	1,22565	0,40855	0,00045
Amostra 2	3	1,26394	0,42131	0,00005
Amostra 3	3	1,23563	0,41188	0,00011
Amostra 4	3	1,24016	0,41339	0,00004
Amostra 5	3	1,22863	0,40954	0,00000
Amostra 6	3	1,24692	0,41564	0,00005

ANOVA

<i>Fonte da variação</i>	<i>Soma dos quadrados (SQ)</i>	<i>Graus de liberdade (gl)</i>	<i>Média dos quadrados (MQ)</i>	<i>F</i>	<i>Probabilidade</i>	<i>Valor crítico para F</i>
Entre grupos	0,000324938	5	0,0000650	0,5673	0,7239	3,1059
Dentro de los grupos	0,001374706	12	0,0001146			
Total	0,001699644	17				

Uma ANOVA adicional foi aplicada sobre todos os dados obtidos nos dois processos de compactação na energia modificada. O intuito era verificar se a diferença entre os métodos de compactação (manual e mecânico) mudavam ou não a estrutura dos corpos de prova. Os resultados do teste estatístico são apresentados na Tabela 3-9.

A hipótese nula adotada para essa análise estatística foi que a mudança no método de compactação não alterava a estrutura dos corpos de prova, quantificada a partir dos índices de vazios. A conclusão mais relevante da prova estatística é que o método de compactação modifica a estrutura interna dos corpos de prova. Em todos os casos analisados, o teste foi aplicado para uma confiabilidade do 95%.

Tabela 3-9. Análise de variância simples aplicada sobre os índices de vazios obtidos mediante duas metodologias de compactação.

RESUMO

<i>Grupos</i>	<i>Contagem</i>	<i>Soma</i>	<i>Média</i>	<i>Variância</i>
Amostra 1	3	1,22565	0,40855	0,00045
Amostra 2	3	1,26394	0,42131	0,00005
Amostra 3	3	1,23563	0,41188	0,00011
Amostra 4	3	1,24016	0,41339	0,00004
Amostra 5	3	1,22863	0,40954	0,00000
Amostra 6	3	1,24692	0,41564	0,00005
Amostra 7	3	1,29751	0,43250	0,00022
Amostra 8	3	1,36939	0,45646	0,00031
Amostra 9	3	1,37472	0,45824	0,00140
Amostra 10	3	1,42656	0,47552	0,00042

ANOVA

<i>Fonte da variação</i>	<i>Soma dos quadrados (SQ)</i>	<i>Graus de liberdade (gl)</i>	<i>Média dos quadrados (MQ)</i>	<i>F</i>	<i>Probabilidade</i>	<i>Valor crítico para F</i>
Entre grupos	0,01601	9	0,00178	5,83713	0,00051	2,39281
Dentro dos grupos	0,00609	20	0,00030			
Total	0,02211	29				

3.4.2.3. Compactação corpos de prova para obtenção da WRC

Os corpos de prova empregados para estabelecer as propriedades de retenção de água do RCD foram compactados mediante o equipamento de compactação mecânica marca ELE do INFRALAB. As energias de compactação empregadas, o número de golpes por camada e as dimensões dos corpos de prova são mostrados na Tabela 3-10.

A homogeneidade estrutural dos corpos de prova empregados para determinar as características de retenção de água foi determinada aplicando uma análise de variância simples sobre os índices de vazio obtidos. A Tabela 3-11 apresenta os resultados da ANOVA aplicada nos corpos de prova compactados na energia intermediária. A função de probabilidade Fisher ($F = 0,535$) permitiu determinar que os índices de vazios das amostras compactadas nessa energia eram estruturalmente iguais uma vez que o valor crítico calculado é superior a função de distribuição.

O mesmo procedimento foi aplicado para os corpos de prova compactados nas energias Proctor normal e modificada onde comprovou-se a semelhança estrutural dos corpos de prova empregados na avaliação das propriedades de retenção de água. Cabe ressaltar que a variação na energia de compactação fez com que as amostras variaram sua relação de vazios como esperado.

Tabela 3-10. Energias de compactação empregadas para preparação de CP para ensaios de retenção de água.

	Normal	Intermediária	Modificada
Massa (kN)	0,0454	0,0454	0,0454
Altura de queda (m)	0,3048	0,048	0,4572
Número de golpes	12	25	36
Número de camadas	1	1	1
Diâmetro (m)	0,100	0,100	0,100
Altura (m)	0,035	0,035	0,035
Volume (m ³)	0,00027	0,00027	0,00027
Energia (kN-m/m ³)	603,55	1257,39	2715,96

Tabela 3-11. Análise de variância para os CP compactados na energia Proctor intermediária

RESUMO

<i>Grupos</i>	<i>Contagem</i>	<i>Soma</i>	<i>Média</i>	<i>Variância</i>
Amostra 1	3	1,78100	0,59367	0,00037
Amostra 2	3	1,76300	0,58767	0,00020
Amostra 3	3	1,82300	0,60767	0,00295
Amostra 4	3	1,72100	0,57367	0,00352
Amostra 5	3	1,74100	0,58033	0,00466
Amostra 6	3	1,66400	0,55467	0,00098
Amostra 7	3	1,59900	0,53300	0,00496
Amostra 8	3	1,71400	0,57133	0,00531
Amostra 9	3	1,67100	0,55700	0,01284
Amostra 10	3	1,61400	0,53800	0,00347
Amostra 11	3	1,84059	0,61353	0,00013
Amostra 12	3	1,79000	0,59667	0,00610

ANOVA

<i>Fonte da variação</i>	<i>Soma dos quadrados (SQ)</i>	<i>Grados de liberdade (gl)</i>	<i>Média dos quadrados (MQ)</i>	<i>F</i>	<i>Probabilidade</i>	<i>Valor crítico para F</i>
Entre grupos	0,02232	11	0,00203	0,53530	0,85987	2,21631
Dentro dos grupos	0,09097	24	0,00379			
Total	0,11329	35				

3.4.3. Medição do módulo de resiliência (M_R) no RCD

Para a obtenção dos módulos de resiliência se empregou uma prensa triaxial cíclica, composta basicamente por um dispositivo de carga pneumática e uma câmara triaxial removível. O sistema permite aplicar tensões de confinamento e tensões desviadoras cíclicas as quais são variáveis ao longo do teste como indica a norma T307-99 (AASHTO, 1999). A sequência de aplicação das tensões é apresentada na Tabela 3-12. Durante o ensaio, dois

LVDTs colocados no topo da amostra permitem mensurar as deformações axiais do corpo de prova. Os carregamentos, as tensões e as deformações são armazenados por um sistema de aquisição de dados. A frequência de aplicação de carga foi 1,0 Hz sendo o carregamento aplicado em 0,1 s e o descarregamento em 0,9 s com uma onda Haversine.

Para a avaliação da resiliência do RCD se empregaram as energias de compactação Proctor Intermediária e Modificada como descrito previamente. Os corpos de prova foram testados para diferentes períodos de cura compreendidos entre os 15 dias e um ano. Os dados experimentais permitiram ajustar modelos matemáticos como os apresentados nas equações (2-3) e (2-5), facilitando a previsão do comportamento do RCD quando submetido a cargas reais em campo.

Tabela 3-12. Sequência de carregamentos para materiais de base e sub-base (AASHTO T307-99).

Sequência #	Tensão confinante σ_3 (kPa)	Máx. Tensão desvio σ_{dmax} (kPa)	Tensão cíclica $\sigma_{cíclica}$ (kPa)	Tensão constante $0.1\sigma_{dmax}$ (kPa)	Número de carregamentos
0	103,4	103,4	93,1	10,3	500
1	20,7	20,7	18,6	2,1	100
2	20,7	41,4	37,3	4,1	100
3	20,7	62,1	55,9	6,2	100
4	34,5	34,5	31,0	3,5	100
5	34,5	68,9	62,0	6,9	100
6	34,5	103,4	93,1	10,3	100
7	68,9	68,9	62,0	6,9	100
8	68,9	137,9	124,1	13,8	100
9	68,9	206,8	186,1	20,7	100
10	103,4	68,9	62,0	6,9	100
11	103,4	103,4	93,1	10,3	100
12	103,4	206,8	186,1	20,7	100
13	137,9	103,4	93,1	10,3	100
14	137,9	137,9	124,1	13,8	100
15	137,9	275,8	248,2	27,6	100

3.4.4. Curva de retenção de água (WRC) e avaliação da distribuição de poros do RCD

Com o objetivo de caracterizar o comportamento hidráulico e obter uma aproximação do tamanho e distribuição de poros do agregado reciclado de RCD utilizado nesta pesquisa, foram aplicados o método de translação de eixos (ATT) mediante placa de pressão e o método do papel filtro. Os corpos de prova empregados foram cilíndricos com um diâmetro de 100 mm e uma altura de 35 mm aproximadamente. O tamanho das amostras foi limitado a essa altura para diminuir o tempo de ensaio o que foi, em média, de três meses. A curva

granulométrica utilizada foi a mesma empregada nos ensaios de módulo resiliente e deformação permanente definida na Figura 3-4. Partículas acima de 4,75 mm foram mantidas na amostra já que o intuito era determinar o comportamento hidráulico do RCD aqui analisado. Os detalhes de cada método se apresentam a seguir.

3.4.4.1. Placa de pressão

A placa de pressão mostrada na Figura 3-5 foi construída no INFRALAB com o intuito de obter as curvas de retenção de água utilizando a técnica de translação de eixos. O equipamento consta de quatro partes: 1) uma célula de alumínio, com uma pedra porosa com alto valor de entrada de ar equivalente a 300 kPa selada na base; 2) uma bureta de vidro de 50 ml, para medir a água que sai do corpo de prova devido à sucção aplicada; 3) um sistema regulador de pressão com reguladores de precisão *Fairchild* que permitem aplicar sucções entre 1 e 200 kPa; e 4) uma *Hanging column* para aplicar sucções entre 1 e 5 kPa.

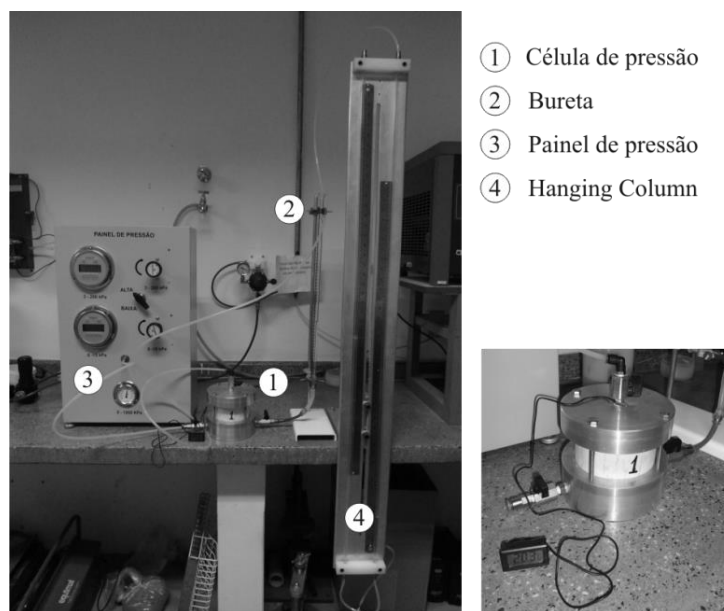


Figura 3-5. Placa de pressão com cerâmica de alto valor de entrada de ar e acoplada com uma *Hanging column*.

O método de ensaio encontra-se especificado na norma ASTM D6836-02 (ASTM, 2002). A pedra porosa esteve imersa durante 16 horas em água sem ar. Após o processo de imersão, verificou-se a saturação da pedra porosa mediante um ensaio simples de permeabilidade de carga constante.

Após a moldagem, os corpos de prova foram saturados por capilaridade, colocando-se o molde de compactação e a amostra diretamente sobre a pedra porosa de alto valor de entrada de ar. A água necessária para saturar o corpo de prova foi calculada mediante relações gravimétricas e volumétricas. A água passou da bureta à pedra porosa e, logo após, através do corpo de prova. Uma vez que os corpos de prova chegaram à saturação, deu-se início à trajetória de secagem para obter a WRC.

Sucções pequenas (ou seja, de 1 a 5 kPa) foram aplicadas mantendo a válvula de conexão entre o regulador de pressão e a *Hanging column* aberta. Inicialmente, a saída da água foi fechada e a pressão de ar desejada foi aplicada. Após a estabilização da pressão de ar, a saída da água foi aberta e o equilíbrio foi atingido (isto é, o volume de água da bureta estabilizado). A sucção matricial foi aplicada até que o equilíbrio foi alcançado. Isso foi verificado ao plotar o volume da bureta e o tempo do ensaio em escala logarítmica. O mesmo procedimento foi aplicado para as sucções entre 5 kPa e 200 kPa, capacidade máxima da placa de pressão utilizada.

3.4.4.2. Papel filtro

Valores de sucção superiores a 100 kPa foram determinados utilizando a técnica do papel filtro. Para essa técnica, foi necessário compactar corpos de prova para cada ponto de sucção a aplicar. Após a compactação, os corpos de prova de 100 mm de diâmetro e 35 mm de altura foram saturados por capilaridade, colocando-os sobre uma pedra porosa e um papel filtro. Logo após a saturação, foram secos ao ar no laboratório até atingir o teor de umidade selecionado (Figura 3-6).



Figura 3-6. Corpos de prova em processo de secagem para ensaio de sucção pelo método do papel filtro.

Mediante a técnica do papel filtro, foi possível obter a sucção matricial e a sucção total do RCD. Um sanduiche composto por três peças de papel filtro foi colocado em contato

direto com a base de cada amostra a fim de obter a sucção matricial. Para obter a sucção total, o sanduiche foi colocado sobre um disco de PVC perfurado no topo da amostra como se apresenta na Figura 3-7.

Papel filtro *Wathman* número 42, em estado seco, foi utilizado imediatamente depois de ser removido da caixa. O papel filtro foi cuidadosamente manipulado com uma pinça de aço inox para evitar alterações no mesmo.

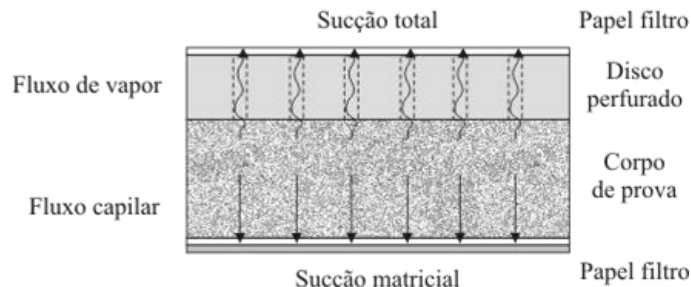


Figura 3-7. Posicionamento do papel filtro para obtenção das sucções matricial e total.

As amostras com os papéis filtro foram embrulhadas com duas camadas de papel filme PVC, e logo em seguida, colocadas dentro de um saco plástico e armazenadas em uma caixa de poliestireno expandido (EPS) a uma temperatura de 20° durante 14 dias, tempo no qual se espera atingir a sucção de equilíbrio. Essa sucção de equilíbrio foi calculada a partir da equação de calibração de Chandler *et al.* (1992).

$$\log_{10}(s) = \begin{cases} 4,842 - 0,0622w, & \text{se } w < 47\% \\ 6,050 - 2,48 \log(w), & \text{se } w \geq 47\% \end{cases} \quad (3-1)$$

Com as curvas de retenção de água do RCD, foi possível chegar, de forma aproximada, à curva de distribuição de poros do material utilizando o método da sucção capilar.

3.4.5. Avaliação da degradação do RCD devido à quebra

Na pesquisa desenvolvida por Gómez (2011), a mudança na distribuição das partículas foi medida de formas diferentes. Inicialmente, foi realizada uma quantificação em porcentagem da quebra de grãos, fazendo referência à energia de compactação Proctor utilizada. Nesta análise levou-se em consideração o teor de umidade utilizado durante o processo de compactação Proctor. Finalmente, os índices de quebra foram calculados tendo como base a curva granulométrica do RCD antes dos ensaios de compactação, CBR e módulo de

resiliência (M_R) e depois deles. Na pesquisa atual as variações na curva granulométrica do RCD estudado foram avaliadas após aplicar ensaios de M_R e deformação permanente.

3.4.5.1. Índices de quebra propostos

A integridade dos agregados, que compõem a camada de base, continua sendo o foco desta pesquisa. Gómez (2011) calculou os índices de quebra ou degradação do RCD ID_p e B_g propostos pelo DNER-ME 398/99 e Marsal & Resendiz (1975), respectivamente. Além desses dois índices, Gómez (2011) também calculou os propostos por: Hardin, (1985) (Br); Lade *et al.*, (1996) (B_{10}); Lee & Farhoomand, (1967) (B_{15}) Todos esses índices de quebra foram calculados a partir das curvas granulométricas do agregado reciclado antes e depois dos ensaios aplicados no RCD.

Na pesquisa atual todos esses índices foram calculados após os ensaios de módulo de resiliência, no caso dos ensaios de deformação permanente apenas foi calculado o índice de quebra B_g . A mudança se deve a que a metodologia de Marsal & Resendiz (1975) fornece de forma simples dados confiáveis uma vez que considera a total das frações utilizada na mistura e não apenas um tamanho de partícula. Pesquisas como as desenvolvidas por Indraratna & Salim (2002) e Salim & Indraratna (2004) têm avaliado as propriedades de degradação por quebra de partículas dos agregados granulares, essas pesquisas recomendam utilizar a metodologia proposta por Marsal & Resendiz (1975) por considerar as mudanças de todas as frações utilizadas e pela simplicidade no cálculo. Este índice de quebra foi adotado na pesquisa atual para quantificar a quebra do RCD após os diferentes ensaios aplicados.

3.4.5.2. Determinação da forma do RCD mediante o AIMS

O sistema de medição do agregado, com imagens (AIMS) da Figura 3-8, é um sistema integrado, composto por um hardware de aquisição de imagens e um computador para executar o programa e analisar dados. O AIMS é composto de uma câmera, um microscópio, bandejas para analisar os diferentes agregados e um sistema de iluminação na base e no topo do equipamento. O software inclui uma interface para o usuário que permite manipular o hardware, o AIMS SOFTWARE© para a análise de dados, e uma interface do Excel para a visualização de dados em forma gráfica.

Os ensaios com esta técnica foram realizados na Universidade Federal de Ceará (UFC), no Laboratório de Engenharia de Transportes (LET). O material empregado nas análises foi o RCD antes e após ensaios de compactação e módulo de resiliência. O objetivo era medir a mudança na forma que o agregado reciclado sofre após os processos de compactação e carregamentos cíclicos. O AIMS é capaz de fornecer cinco diferentes propriedades, sendo três delas apenas para os agregados graúdos forma, angularidade e lamelaridade; uma apenas para os agregados miúdos, forma 2D; e uma para ambos os tamanhos de agregados, textura.



Figura 3-8. AIMS, Sistema de medição de agregados através de imagens (PINE, 2011).

A análise dos agregados graúdos incluiu parâmetros de forma, de angularidade, de textura e de razões de achatamento e de alongamento (lamelaridade). Os agregados graúdos, considerados no sistema de análise do equipamento AIMS, são aqueles retidos na peneira de abertura de 4,75 mm (#4). As partículas de agregado devem ser posicionadas na bandeja transparente indicada para cada tamanho: 25,4 mm, 19,0 mm, 12,5 mm, 9,5 mm ou 4,75 mm. Quando o ensaio é iniciado, a bandeja com os agregados começa a girar dentro do equipamento e a imagem de cada partícula é capturada (Bessa, 2012).

Em relação aos agregados miúdos, ou seja, passantes na peneira de abertura de 4,75 mm (#4) e retidos na peneira de abertura de 0,075 mm (Nº200), os mesmos devem ser colocados e espalhados na bandeja opaca, que é utilizada para todos os tamanhos de agregados miúdos. Uma amostra de aproximadamente 50 g de material, para cada tamanho, deve ser usada e espalhada uniformemente ao longo da bandeja. Nesse caso, apenas uma digitalização é realizada. O equipamento avalia as imagens, de forma que as partículas de agregados que estejam em contato não sejam analisadas e não afetem, assim, o resultado (Bessa, 2012).

As expressões matemáticas que a tecnologia AIMS aplica para medir as propriedades de forma, angularidade esfericidade e textura nos materiais granulares se apresentam a seguir:

Forma 2D

A Forma 2D se aplica aos agregados miúdos (peneiras N°8, N°16, N°30, N°50, N°100, N°200) e quantifica a forma relativa de imagens bidimensionais das partículas de agregado. O índice de Forma 2D varia de 0 a 20, e quanto mais próximo de zero, mais parecida a um círculo perfeito será a partícula. O índice de forma para os agregados miúdos se calcula como:

$$Form\ 2D = \sum_{\theta=0}^{\theta=260-\Delta\theta} \left[\frac{R_{\theta+\Delta\theta} - R_{\theta}}{R_{\theta}} \right] \quad (3-2)$$

onde:

R_{θ} = raio das partículas no ângulo θ ;
 $\Delta\theta$ = diferença incremental do ângulo.

Esfericidade

A forma dos agregados graúdos é medida através da esfericidade. Esta propriedade descreve a forma tridimensional de uma partícula de agregado e tem uma escala relativa de 0 a 1. Um valor de esfericidade igual a 1 indica uma partícula de agregado totalmente cúbica. A esfericidade pode-se calcular utilizando a expressão:

$$Esfericidade = \sqrt[3]{\frac{d_s d_l}{d_L^2}} \quad (3-3)$$

sendo:

d_s = menor dimensão do agregado;
 d_l = dimensão intermediária do agregado; e
 d_L = maior dimensão do agregado.

Angularidade

A angularidade é medida por meio do parâmetro gradiente de angularidade (GA). Esse parâmetro pode ser aplicado em agregados graúdos e miúdos. O GA quantifica as mudanças ao longo das bordas das partículas e varia em uma escala de 0 a 10.000. De acordo com o parâmetro, um círculo perfeito tem um valor de GA muito baixo, tendendo a zero, enquanto

partículas com um gradiente de angularidade próximo de 10.000, indica uma partícula de agregado extremamente angular. A angularidade do agregado pode ser calculada como

$$GA = \frac{1}{\frac{n}{3} - 1} \sum_{i=1}^{n-3} |\theta_i - \theta_{i+3}| \quad (3-4)$$

com:

θ = ângulo de orientação dos pontos de borda;
 n = número total de pontos; e
 i = i -ésimo ponto de borda da partícula.

Textura

A textura superficial dos agregados se define como as variações nos níveis de pixels de uma imagem. Esta descreve o polimento ou rugosidade das superfícies das partículas de agregados. Esse parâmetro só pode ser aplicado para agregados graúdos. De acordo com Masad (2005), a textura é analisada por meio do método *wavelets*, que caracteriza a superfície dos materiais por meio da média e do desvio padrão dos valores de pixels das imagens analisadas. Sua escala varia de 0 a 1.000, sendo que um agregado polido é aquele cujo valor de textura é bem próximo de zero. A textura no AIMS se obtém mediante a seguinte expressão:

$$Textura\ Superficial = \frac{1}{3N} \sum_{i=1}^3 \sum_{j=1}^N (D_{ij}(x, y))^2 \quad (3-5)$$

onde:

D = função de decomposição;
 n = nível de decomposição da imagem;
 N = número total de coeficientes em uma imagem detalhada;
 i = direção da textura;
 j = índice *wavelet*; e
 x, y = localização dos coeficiente no domínio transformado.

3.4.6. Determinação da deformação permanente do RCD

Fatores como a relação de tensão (σ_d/σ_3), número de ciclos de carga aplicada e umidade, entre outros, afetam diretamente a resposta mecânica do material granular e sua deformação permanente. Com o intuito de obter a deformação permanente do RCD em análise, foram

feitos ensaios triaxiais cíclicos com tensão de confinamento constante (RLTT sigla em inglês). Com esses ensaios foi possível avaliar as características de comportamento a seguir:

- Influência da variação na relação de tensões σ_d/σ_3 . As relações nas quais foi avaliada a resposta à deformação permanente foram 2, 4, 6 e 8;
- Influência do número de ciclos aplicados. O número de repetições de carga aplicado para todos os ensaios foi um milhão de ciclos ($N \leq 10^6$), a fim de avaliar a quebra e determinar o estado de deformação do RCD segundo a teoria do *Shakedown*;
- Influência da variação de umidade. Considerando os resultados das curvas de retenção de água no RCD, decidiu-se fazer ensaios de deformação permanente variando a umidade. Os teores de umidade avaliados foram 9, 13 e 16% garantindo umidades com valores abaixo e acima do teor ótimo de umidade. A variação foi realizada após compactar os corpos de prova a uma umidade de 13%. A partir dessa umidade, os corpos de prova foram saturados por gotejamento e depois secados ao ar até atingir a umidade desejada. Uma vez alcançada a quantidade de água estabelecida, os corpos de prova, foram envolvidos em papel filme e armazenados em um quarto úmido com temperatura controlada por um período de 15 dias, para equilibrar a sucção. Após esse procedimento, os corpos de prova foram submetidos a ensaios de deformação permanente.

Os ensaios de deformação permanente foram feitos em uma prensa triaxial cíclica da IPC Global (Figura 3-9). O equipamento é uma versão atualizada da prensa na qual foram feitos os ensaios de módulo de resiliência. O equipamento permite aplicar carregamentos cíclicos a cada 1 Hz, obedecendo a uma onda *Haversine* na qual a aplicação da carga se faz em 0,1 s e a descarga em 0,9 s. O sistema de aquisição de dados do equipamento permite a obtenção de dados de deformação permanente e de módulo de resiliência ao longo de todo o ensaio.

Os ensaios de deformação permanente foram realizados no Laboratório de Engenharia Civil da Pontificia Universidad Javeriana (PUJ) – Cali na Colômbia. O RCD foi encaminhado por meio dos Correios do Brasil até essa cidade. Um total de 100 quilogramas do material foi transferido para o desenvolvimento dos testes.

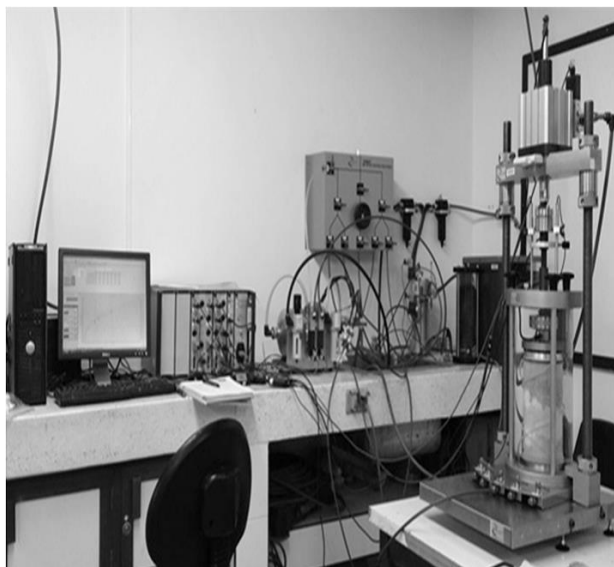


Figura 3-9. Prensa triaxial cíclica empregada nos ensaios de deformação permanente (PUJ).

3.5. ANÁLISE DOS DADOS EXPERIMENTAIS

Os dados experimentais obtidos a partir dos ensaios laboratoriais aplicados no RCD analisado durante o desenvolvimento desta pesquisa, módulo de resiliência, deformação permanente e retenção de água, foram ajustados seguindo diferentes modelos matemáticos propostos na literatura, os modelos assim como os resultados e as análises serão apresentados em detalhe nos próximos capítulos.

Os resultados obtidos a partir dessas análises foram utilizados para ajustar o modelo constitutivo proposto por El-Basyouny & Witczak para NCHRP 1-37A (2004). Esse modelo leva em consideração as variações da deformação permanente segundo a umidade, o nível de tensão aplicado, o número de ciclos e o módulo de resiliência. Permite assim prever o comportamento da deformação permanente do material granular aqui avaliado. O modelo apresenta limitações uma vez que não possui capacidade para prever deformações permanentes após o ponto de fluência do material granular. O procedimento empregado para ajustar os dados experimentais é exposto de forma detalhada no Capítulo 5. Os dados experimentais, foram empregados para simular no programa M-EPDG o comportamento de uma estrutura de pavimento quando o RCD é avaliado como material estrutural.

3.6. RESUMO

Neste capítulo apresentou-se o procedimento de amostragem do RCD estudado. A caracterização composicional do material permitiu definir que o agregado reciclado empregado na pesquisa corresponde a um agregado reciclado de concreto (ARC) como definido pela norma NBR 15115 (ABNT, 2003). Definiu-se a faixa granulométrica de trabalho a qual corresponde ao limite superior da faixa C para base DNIT 141/2010 – ES (DNIT, 2010).

A caracterização física permitiu estabelecer que o RCD satisfaz as especificações técnicas de serviço para materiais granulares empregados na construção das camadas de base como apresentado na Tabela 3-1.

Foram exibidas as propriedades mecânicas como módulos de deformação, ângulos de atrito e resistência à compressão simples do RCD sob análise, dados que podem ser consultados na dissertação de mestrado de Gómez (2011).

Foram definidas as características de compactação do RCD. A homogeneidade estrutural dos corpos de prova ensaiados foi revisada com ajuda de um teste estatístico tipo ANOVA aplicada sobre a variabilidade no índice de vazios.

A técnica AIMS foi implementada para definir a degradação que sofre o material quando compactado e submetido a carregamentos cíclicos, dois índices de quebra encontrados na literatura foram expostos.

Foram definidas as variações nas relações de tensão aplicadas (σ_d/σ_3) e as diferentes condições de umidade estabelecidas para o desenvolvimento dos ensaios de deformação permanente, assim como os períodos de cura nos quais foram realizados ensaios de módulo de resiliência.

Como contribuição do trabalho, para o programa de Pós-graduação em Geotecnia, foi apresentado o equipamento desenvolvido para a avaliação de sucção do material granular. Uma célula com controle de sucção pela técnica de translação de eixos foi apresentada em detalhe.

Os dados obtidos em cada ensaio, foram ajustados a modelos matemáticos conhecidos na literatura. Esses modelos permitiram entender, o comportamento mecânico do material

alternativo empregado nesta pesquisa. Adicionalmente os dados experimentais foram utilizados para simular as deformações totais da estrutura do pavimento com o RCD como material granular da base.

CAPÍTULO 4

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

4.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta as análises e discussões dos resultados experimentais obtidos em ensaios de laboratório como módulo de resiliência, medição de sucção pelo método do papel filtro e a translação de eixos, deformação permanente mediante ensaios triaxiais cíclicos com tensão de confinamento constante, quebra de grãos na compactação Proctor. Esses ensaios permitiram avançar no estado do conhecimento da resposta mecânica deste tipo de RCD quando submetido a diferentes estados de tensão e umidade.

4.2. COMPORTAMENTO RESILIENTE DO RCD

Os ensaios de módulo de resiliência foram feitos seguindo o procedimento da norma AASHTO T307-99 (AASHTO, 1999). Nesta pesquisa, além da influência do tempo de cura na resposta resiliente do RCD, avaliou-se as energias de compactação Proctor (intermediária e modificada) e a influência da saturação no comportamento resiliente do material em estudo.

4.2.1. Influência da energia de compactação

Gómez (2011) determinou mediante uma análise de variância simples que a variação da energia de compactação promove uma maior densidade no RCD. Esse comportamento decorre do incremento da energia de compactação, que eleva os valores do peso específico seco máximo do material, o que é esperado. Devido à sensibilidade do material ao processo de compactação, foi avaliada a sua resposta frente à variação na relação de tensão σ_d/σ_3 quando compactado com as energias intermediária e modificada. A Figura 4-1 apresenta os módulos de resiliência experimentais e os módulos de resiliência calculados com a equação (2-3). O comportamento linear observado na figura demonstra que o modelo empregado na previsão do módulo resiliente para o RCD se ajusta de maneira adequada aos dados experimentais. Os parâmetros de ajuste calculados são apresentados na Tabela 4-1.

Tabela 4-1. Coeficientes de ajuste empregados.

Energia de compactação	Tempo de cura (dias)	k ₁	k ₂	k ₃	R ²
Intermediária	0	745,37	0,8414	-0,34	0,9888
	15	598,72	0,6014	0,67	0,9680
	30	945,67	0,0593	1,07	0,8953
	60	839,81	0,0011	1,52	0,9579
	365	1.879,15	0,1113	0,77	0,9141
Modificada	0	804,82	-0,0411	1,49	0,9750
	15	708,29	0,0165	1,91	0,9930
	30	905,85	0,1000	1,21	0,9587
	60	996,71	0,1208	1,19	0,9820
	365	1.619,53	0,0165	1,10	0,9371

A Figura 4-1 descreve o comportamento resiliente do material em análise a partir de ensaios realizados sobre corpos de prova submetidos a diferentes períodos de cura para corpos de prova compactados nas energias intermediária e modificada.

Os M_R obtidos para a energia intermediária (Figura 4-1a) variam entre 60 kPa e 450 kPa. Essas variações estão associadas as trajetórias de tensão aplicadas durante o ensaio sendo que para um acréscimo na relação de tensões σ_d/σ_3 existe um incremento no módulo de resiliência do material. Por outro lado, se observa que os valores de módulo resiliente dependem do período de cura ao qual tenha sido submetido o material. Isso é, para um período de cura curto (15 dias) os módulos variaram entre 50 MPa e 250 MPa, mas para um período de cura de um ano, os módulos oscilaram entre 200 MPa e 450 MPa.

O mesmo comportamento é evidenciado na Figura 4-1b na qual são apresentados os resultados obtidos a partir de corpos de prova compactados na energia modificada.

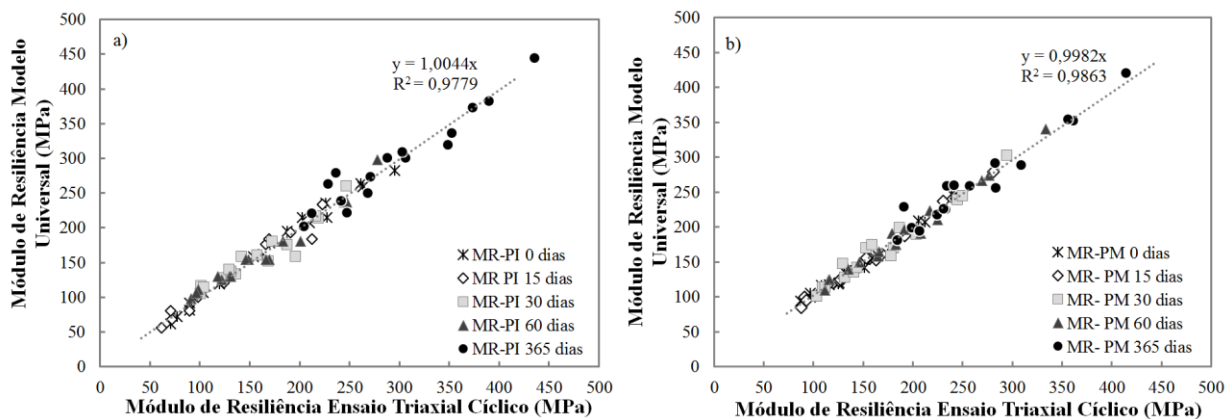


Figura 4-1. Variação do M_R para diferentes períodos de cura: a) energia Proctor intermediária; b) energia Proctor modificada.

De forma geral, é possível concluir que os valores de módulo de resiliência do RCD não apresentam diferenças significativas no que se refere à energia de compactação. Não obstante a conclusão anterior, o parâmetro k_1 o qual é um fator proporcional ao módulo de Young do material, apresenta variações importantes entre as energias de compactação empregadas como ilustra a Tabela 4-1 onde, por exemplo, para um período de cura de 15 dias existe uma diferença de 18% nos valores do parâmetro k_1 entre a energia intermediária e a modificada. As porcentagens variam dependendo do tempo de cura, é esperado que os corpos de prova compactados na energia modificada têm uma rigidez maior que aqueles compactados na energia intermediária.

Uma particularidade observada no RCD é que os parâmetros k_3 para todos os casos avaliados foram positivos. Stolle *et al.* (2009) afirmam que o coeficiente k_3 pode adotar valores positivos ou negativos dependendo do teor de umidade ou da rigidez do material já que esse pode apresentar amolecimento, representado por baixos módulos de resiliência, ou endurecimento durante o processo de cisalhamento. No relatório técnico da *Federal Highway Administration* (FHWA) de 2006, os dados mostram que os materiais granulares apresentam incrementos no módulo de resiliência quando a tensão volumétrica e a tensão cisalhante octaédrica crescem, ao contrário do observado em materiais fino granulares.

Ainda Stolle *et al.* (2009) observaram que para valores de k_3 próximos de zero, os módulos de resiliência dos materiais granulares avaliados não eram afetados pelas tensões desviadoras aplicadas. No caso do RCD avaliado nesta pesquisa, é possível observar que a tensão desvio aplicada representada na tensão cisalhante octaédrica, afeta diretamente o comportamento resiliente. Além disso, a Figura 4-2a e a Figura 4-2b indicam que a tensão cisalhante octaédrica influencia diretamente no comportamento do M_R do material. Os coeficientes de correlação entre os valores de módulo e as tensões octaédricas variaram entre 0,87 e 0,98 na energia intermediária e 0,97 e 0,99 para energia modificada. Segundo Garnica *et al.* (2001) o módulo de resiliência em materiais granulares é tipicamente crescente quando a tensão octaédrica aumenta, condição que claramente cumpre o material sob análise. Os resultados apresentados na Figura 4-3 revelam, mais uma vez, que a energia de compactação afeta o comportamento resiliente do RCD fazendo com que materiais menos densos sejam mais susceptíveis às pressões de carga aplicada.

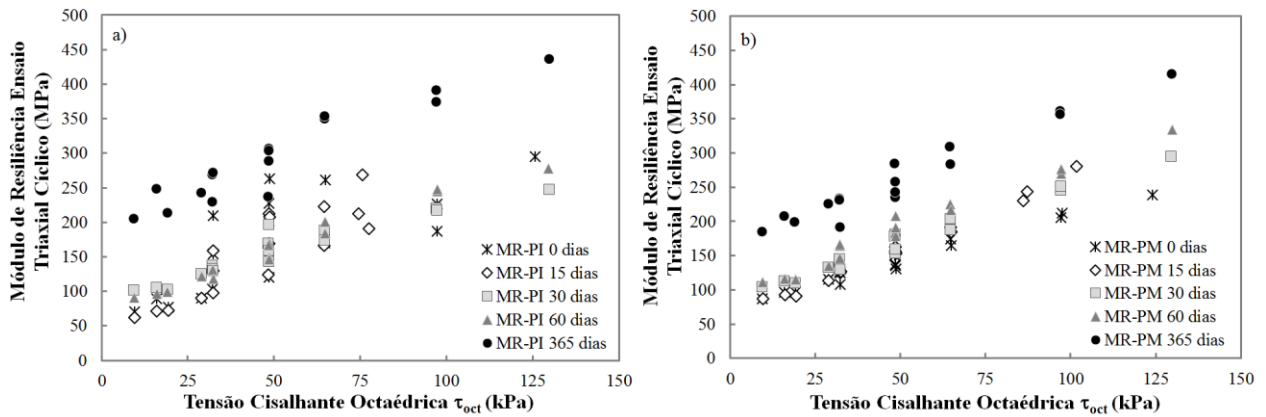


Figura 4-2. Relação entre o módulo de resiliência e a tensão octaédrica: a) energia Proctor intermediária, b) energia Proctor modificada.

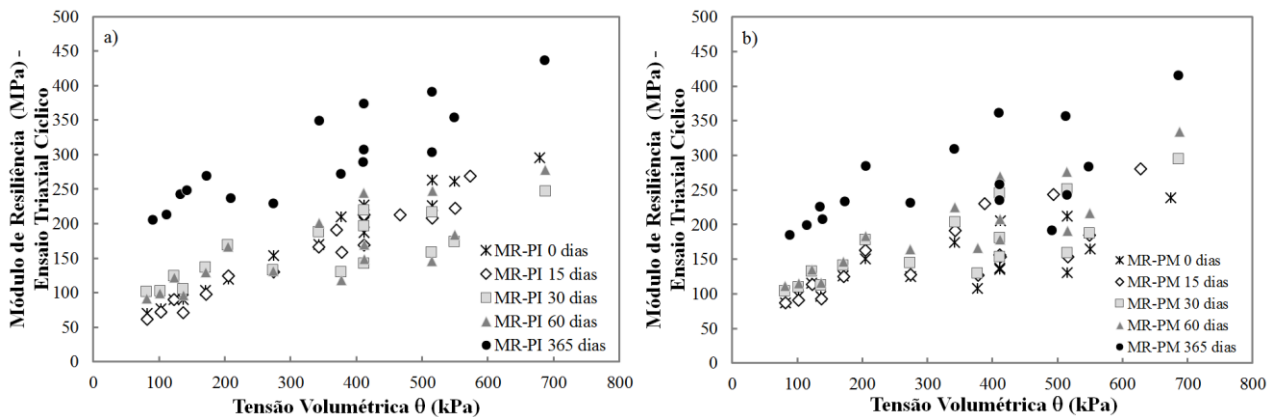


Figura 4-3. Relação entre o módulo de resiliência e a tensão volumétrica θ : a) energia Proctor intermediária, b) energia Proctor modificada.

Pesquisadores como Leite *et al.* (2011) e Zeghal (2009) avaliaram o módulo de resiliência empregando energias de compactação diferentes.

Zeghal (2009) utilizou corpos de prova de materiais virgens e recompactados, com graus de compactação entre 90 e 95% do peso específico seco máximo obtido na energia Proctor modificada, mantendo a umidade ótima constante. Durante os ensaios de módulo, foi aplicada uma tensão desvio de 50 kPa. Os resultados da referida pesquisa indicam que ao aumentar a densidade de 90 para 95%, o M_R também cresce.

Na mesma direção lado, Leite *et al.* (2011) avaliaram o comportamento resiliente de agregados reciclados de RCD na cidade de São Paulo. As autoras notaram um incremento no módulo de resiliência das amostras compactadas com a energia Proctor modificada, quando comparadas com amostras compactadas na energia intermediária. Os valores de M_R obtidos por Leite *et al.* (2011) variaram de 160 a 440 MPa na energia intermediária, e de 200 a

500 MPa na energia modificada. Esses resultados dependeram da tensão volumétrica aplicada.

4.2.2. Influência da cura na resposta resiliente do RCD

Os resultados aqui apresentados correspondem a ensaios de módulo de resiliência aplicados sobre corpos de prova submetidos a cura durante 15, 30, 60 e 365 dias. A comparação entre os valores de módulo obtidos para amostras compactadas em duas energias diferentes de compactação permitiu definir se o comportamento resiliente do RCD é afetado pelas diferentes condições de cura.

A Figura 4-4 e a Figura 4-5 apresentam os valores de módulo de resiliência obtidos durante ensaios triaxiais de carga repetida para os diferentes períodos de cura avaliados. As figuras mostram que os valores de módulo não são afetados significativamente pela energia de compactação empregada já que as ordens de grandeza dentro dos valores obtidos para cada período de cura são similares. Não obstante, quanto maior o período de cura avaliado os valores de módulo aumentaram como ilustrado na Figura 4-6.

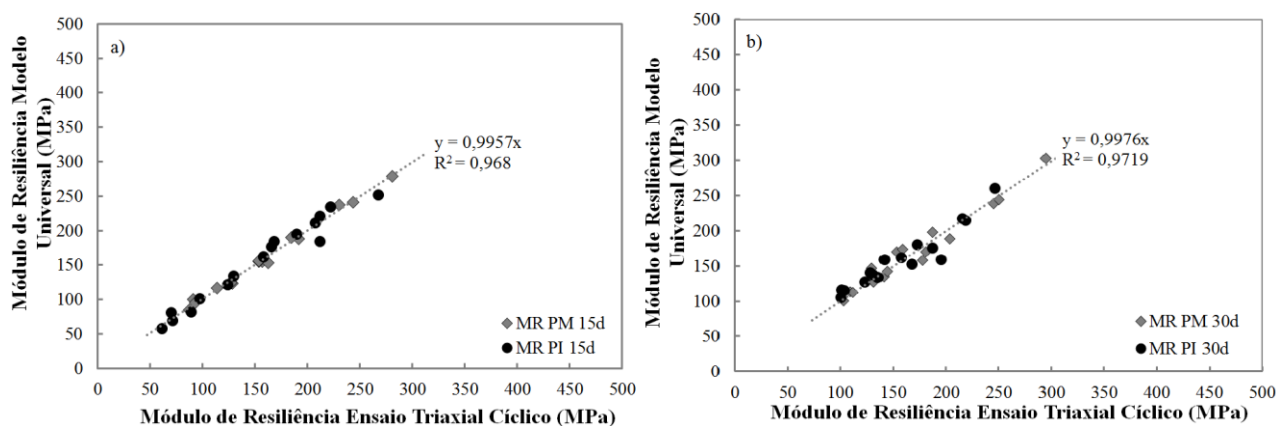


Figura 4-4. Comparação entre os valores de módulo obtidos no ensaio triaxial cíclico vs. os previstos no Modelo Universal: a) 15 dias de cura, b) 30 dias de cura.

O incremento dos módulos de resiliência pode ser associado a duas hipóteses. A primeira delas correspondente a alguma perda de umidade durante o período de cura. A segunda hipótese considerada tem a ver com a possibilidade de hidratação do cimento remanescente dentro da fração fina do material avaliado. Gómez (2011) mostrou que o RCD empregado na pesquisa não pode ser considerado como pozolana, já que o ensaio de resistência à compressão simples em corpos de prova de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura nos quais se substituiu o 35% do aglomerante (cimento) por RCD fino (< 75 mm), atingiu apenas o

52% do valor de referência mínimo (30,2 kPa) para ser aceito segundo a NBR 12653/92. Porém, os ensaios químicos mostraram a presença de carbonato de cálcio CaCO_3 o que facilitaria o incremento na rigidez dos corpos de prova. Além disso, os ensaios de resistência à compressão simples e de cisalhamento rápido feitos por Gómez (2011), no mesmo material em análise, mostraram um incremento na resistência com o tempo (Figura 2-2).

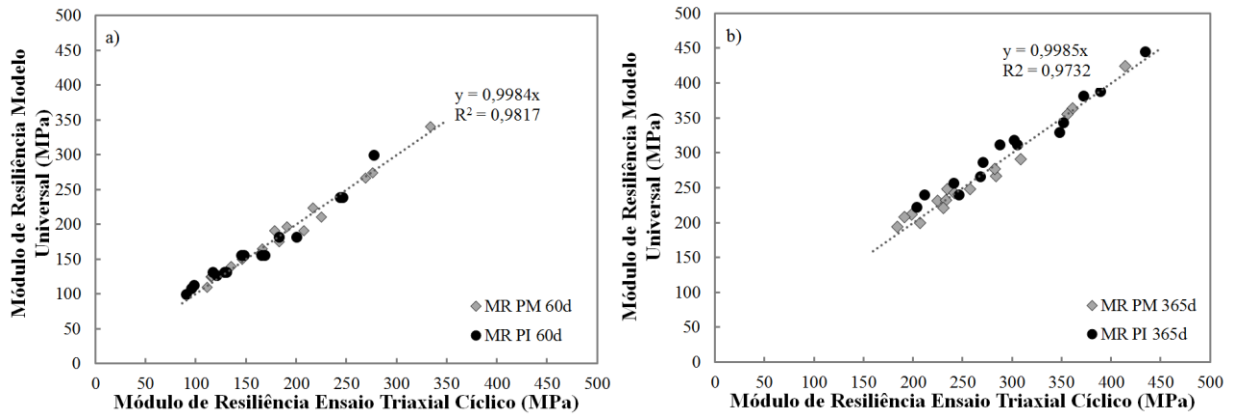


Figura 4-5. Comparação entre os valores de módulo obtidos no ensaio triaxial cíclico vs. os previstos no Modelo Universal: a) 60 dias de cura, b) 365 dias de cura.

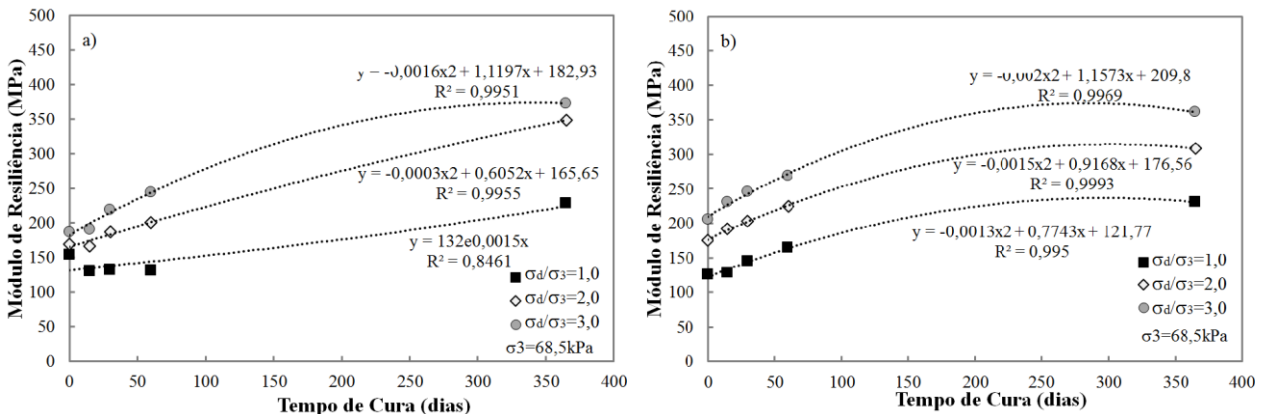


Figura 4-6. Evolução do módulo de resiliência no tempo a) energia Proctor intermediária; b) energia Proctor modificada.

Ensaio de umidade realizados em corpos de prova de RCD permitiram determinar que até 60 dias de cura o RCD não perdeu umidade, ou seja, que a umidade de compactação de 13% ainda se conservava, razão pela qual a primeira hipótese foi descartada, adotando-se como certa a hipótese de hidratação do cimento remanescente dentro do resíduo neste período de dois meses. No caso dos ensaios feitos no período de cura de 365 dias, houve uma queda de 2% na umidade inicial o que poderia ter promovido o incremento do módulo por sucção nesta idade.

A pesquisa de Arm (2001) concluiu que as bases granulares construídas com o RCD de concreto apresentam módulos de resiliência que podem aumentar ao longo do tempo. Esse crescimento é mais evidente no primeiro mês e após este período a taxa de crescimento diminui. Porém, a pesquisadora encontrou que dois anos depois de ter compactado o agregado reciclado em campo, o módulo de resiliência era duas vezes (760 MPa) maior do que o obtido no primeiro mês (380 MPa), o que coincide com o observado na Figura 4-6, onde em média se apresenta um acréscimo de 65% no módulo de resiliência entre os 15 dias de cura e o primeiro ano.

Comparando-se os resultados obtidos por Gómez (2011) com os alcançados nesta pesquisa (Tabela 4-2), é possível observar diferenças entre os valores de módulo. Os valores apresentados na tabela estão associados as tensões volumétrica e octaédrica máximas aplicadas durante o ensaio de M_R 687 kPa e 130 kPa respectivamente. Levando em consideração, que em ambos os casos, as condições de granulometria, umidade e tempo de cura do RCD testado foram os mesmos. No caso da energia intermediária, pode-se inferir que a heterogeneidade na composição do material afeta diretamente o seu comportamento resiliente. Ao se comparar os valores da energia intermediária com a modificada percebe-se que o módulo é superior para corpos de prova mais densos. Também é evidente que o período de cura incentivou o incremento da resiliência do RCD.

Tabela 4-2. Comparação de módulos de resiliência do RCD avaliado para diferentes períodos de cura e energia de compactação.

Tempo de cura (dias)	M_R -PI (MPa) (Gómez, 2011)	Pesquisa atual	
		M_R -PI	M_R -PM
15	280	269	281
30	224	247	295
60	296	278	334
365	N.A.*	436	414

M_R : módulo de resiliência; PI: energia Proctor intermediária; PM: energia Proctor modificada; * esse período de cura não foi avaliado na pesquisa referida.

A Figura 4-7 apresenta os módulos de resiliência de três materiais diferentes. Dois agregados naturais cuja rocha mãe é o basalto, mas que provêm de duas pedreiras, Cachibí e Chocho analisados por Muñoz & Zapata (2015), o terceiro, corresponde ao RCD aqui estudado. Os agregados naturais e o RCD foram compactados na energia Proctor modificada, sendo os dois primeiros com uma umidade de 7,0% e o RCD em 13,0%.

Em primeiro lugar, se observam diferenças no comportamento resiliente dos agregados naturais atribuídos à forma do agregado, sendo mais cúbico o agregado Cachibí e mais alongado o Chocho. Contudo, o módulo de resiliência cresce com o incremento da tensão volumétrica e concomitantemente ocorre uma redução na diferença entre os valores de módulo. Em segundo lugar se observa como os módulos de resiliência obtidos para o RCD são similares ao dos agregados naturais e como na maioria dos casos nas primeiras idades de cura os M_R são da mesma ordem de grandeza que a de materiais naturais. Por último se observa um ganho no valor de módulo a partir dos 60 dias de cura, e um ano depois os módulos superam os obtidos para os agregados naturais.

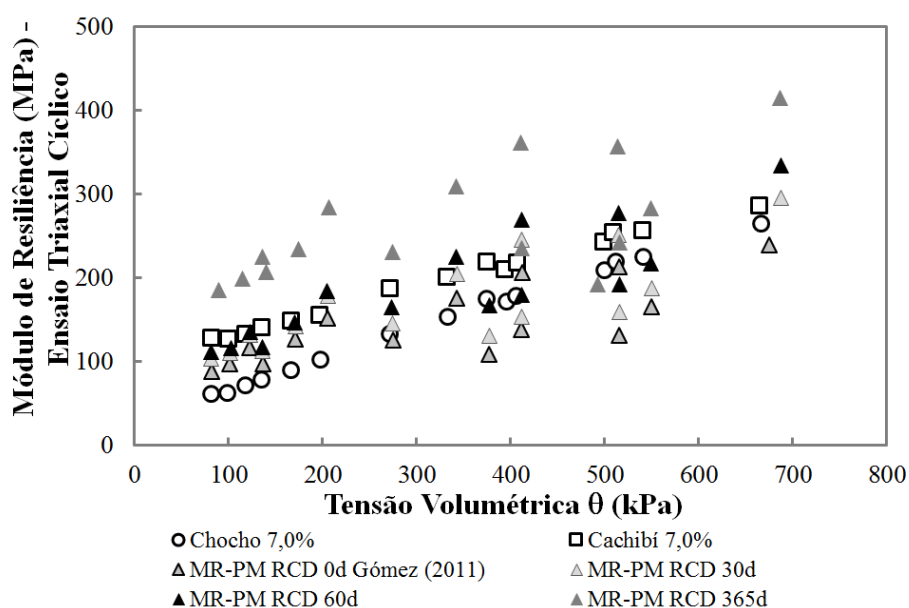


Figura 4-7. Comparação entre M_R do RCD e o agregado natural de Basalto.

Em Brasília representada por (BSB), o agregado empregado na construção da camada de base é brita de calcário, que tem como característica ser um agregado alongado cujo índice de forma é 0,65, tem ainda uma resistência à abrasão Los Angeles de (19,0%) e uma absorção pequena (0,8%) (Sinisterra, 2014). Os ensaios de módulo de resiliência do material referido oscilaram entre 70 e 335 MPa, dependendo do nível de tensão aplicado.

Na Figura 4-8, apresenta-se a relação entre M_R e a tensão volumétrica para o calcário (BSB) e o RCD. Cabe ressaltar que os ensaios foram feitos em corpos de prova compactados na energia Proctor modificada, na umidade ótima de 5,5% para o calcário utilizado no Distrito Federal.

De forma geral é possível dizer que o RCD avaliado nesta pesquisa tem um módulo de resiliência comparável com o M_R do calcário. Os valores de M_R do calcário (BSB) são semelhantes aos do RCD para 30 e 60 dias de cura. Contudo, com um ano de cura, os módulos do agregado reciclado podem aumentar em média e dependendo da tensão volumétrica aplicada em até dois vezes como observado na Figura 4-8.

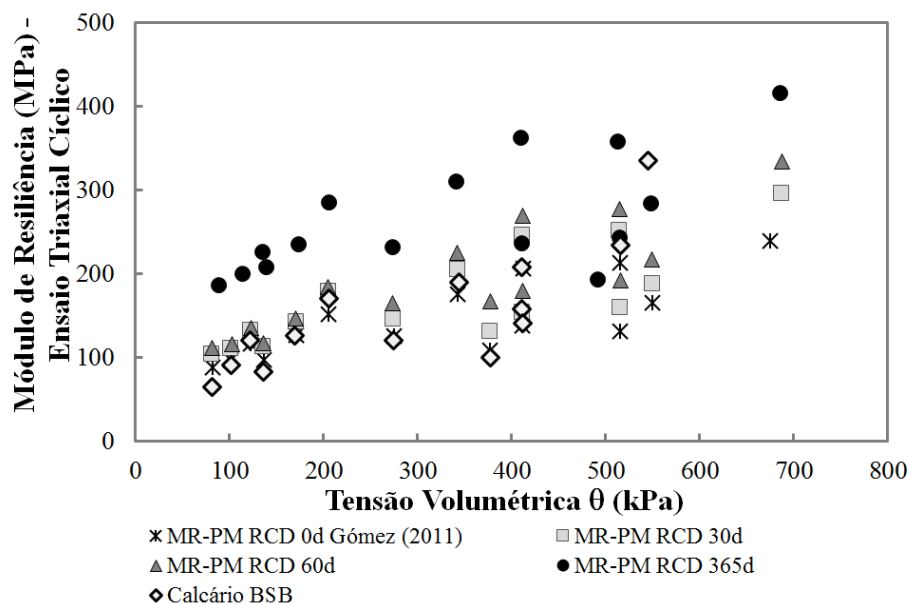


Figura 4-8. Comparação entre o M_R do RCD e o agregado natural de Calcário (BSB)

Segundo as observações feitas durante o desenvolvimento desta pesquisa, é possível concluir que este tipo de RCD pode ser considerado como material próprio para construção de bases granulares, já que as propriedades físicas, e as propriedades resilientes obtidas através do ensaio de módulo de resiliência no laboratório são comparáveis em magnitude com os agregados naturais, basalto e calcário avaliados.

4.2.3. Influência da saturação na resposta resiliente do RCD

Com o intuito de estabelecer a influência, ou não, da umidade próxima à saturação no comportamento resiliente do RCD em estudo, foram realizados ensaios de módulo de resiliência sobre corpos de prova saturados. Para isso, foi necessário compactar corpos de prova nas duas energias Proctor referidas nos parágrafos anteriores.

O RCD foi umedecido até alcançar a umidade ótima de compactação, estabelecida em 13% por Gómez *et al.* (2011). Após 24 horas, os corpos de prova foram compactados. Uma vez retirados do molde, foram colocados na câmara triaxial e saturados por percolação. A

umidade inicial de compactação corresponde a um grau de saturação de 70%. A partir das relações massa volume com ajuda da umidade ao final do ensaio obteve-se o grau de saturação final, que após o processo de percolação atingiram em média uma saturação de 98%.

A Figura 4-9a apresenta os resultados obtidos quando o RCD foi compactado na energia Proctor intermediária. Nesta figura, se observa uma concentração de valores de módulo entre 100 e 250 MPa. Esse fenômeno não tinha sido observado nos ensaios de módulo realizados aplicando-se diferentes períodos de cura, onde o valor do módulo aumentava em forma quase linear quando se aumentavam a tensão de confinamento e a tensão desvio. Este comportamento distinto pode indicar que a variação de umidade afeta diretamente o comportamento mecânico, e no caso específico, o comportamento resiliente do RCD em estudo.

A Figura 4-9b apresenta os módulos para corpos de prova compactados na energia Proctor modificada. Nesta figura, se observa uma ampla distribuição de valores de módulo, fato este não observado na Figura 4-9a. Aparentemente, a variação de umidade afeta em menor proporção o material quando compactado na energia modificada.

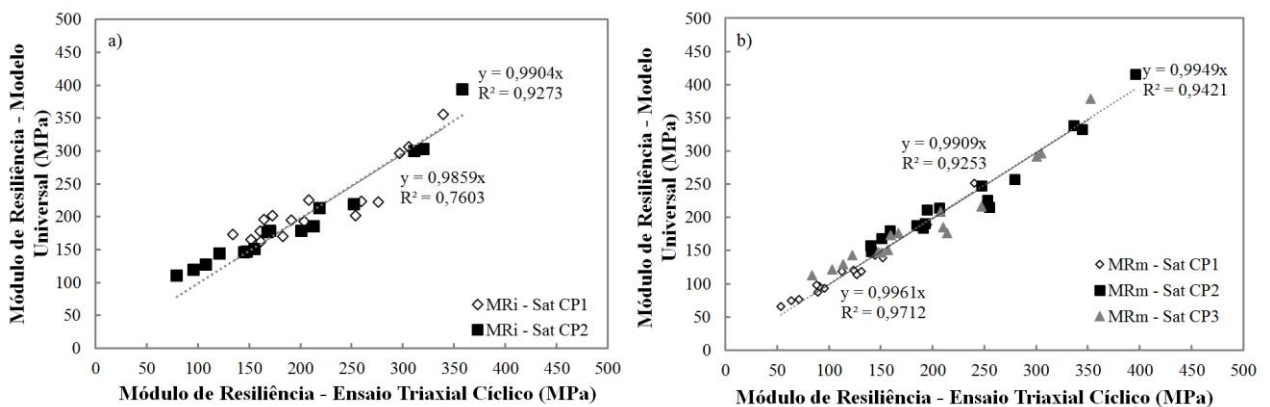


Figura 4-9. Módulos de resiliência sobre corpos de prova saturados: a) compactados na energia Proctor intermediária, b) compactados na energia Proctor modificada.

A Figura 4-10 apresenta a variabilidade do módulo de resiliência segundo o incremento da tensão volumétrica (θ), a energia de compactação empregada e a condição de umidade dos corpos de prova no momento do ensaio. Na referida figura é possível identificar variações nos valores de módulo dependendo da energia de compactação empregada.

Na primeira condição de compactação, energia intermediária na umidade ótima, o módulo aumenta quando a tensão volumétrica aumenta, comportamento similar para todos os casos avaliados. Contudo, é evidente que o módulo de resiliência atinge um maior valor quando a energia intermediária é empregada. Isso pode estar associado às diferenças entre os índices de vazios as quais estão por volta de 0,513 para a energia intermediária e 0,456 para amostras na energia modificada. A primeira energia então permite um arranjo de partículas maior durante o processo de ciclagem do ensaio. De outro lado, quando o corpo de prova testado correspondia à energia modificada, a possibilidade de fechar os vazios gerados durante a compactação é menor, fazendo-o menos susceptível ao aumento da tensão volumétrica.

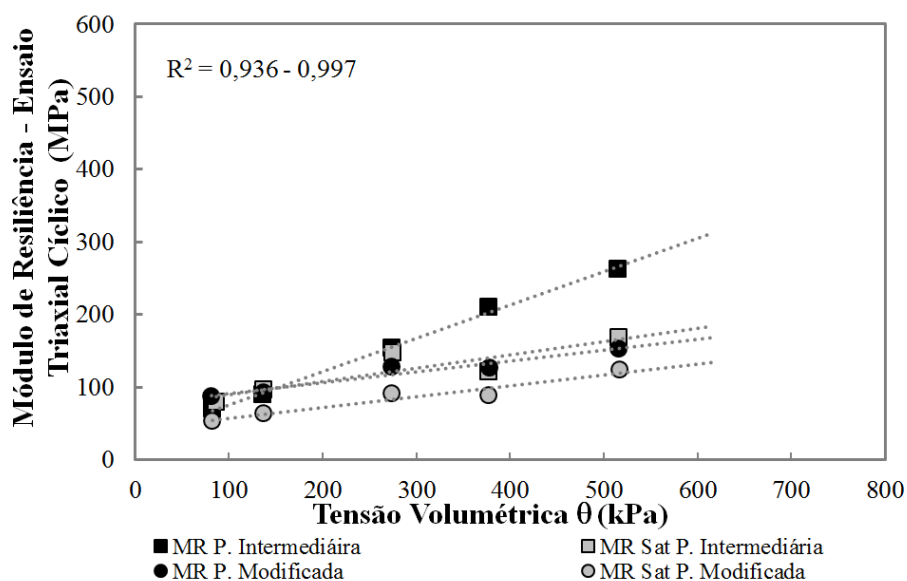


Figura 4-10. Variação do módulo de resiliência com o aumento da tensão volumétrica, a energia de compactação e o teor de umidade.

Referindo-se ainda à Figura 4-10, se observa que há diferenças nos valores de módulo segundo o aumento da tensão volumétrica. Por exemplo, quando a tensão volumétrica oscila entre 82 e 137 kPa, o módulo de resiliência na energia intermediária atinge valores similares para as duas umidades. Porém, quando a tensão volumétrica atinge um valor de 517 kPa, a diferença entre o M_R na umidade ótima (263 MPa) apresenta uma redução de 36%, isto, é 168 MPa na condição de saturação. Os níveis de alteração que gera a condição de umidade no comportamento resiliente do material avaliado podem ser consultados na Tabela 4-3.

Já na energia modificada, a influência da água no comportamento resiliente do RCD é aproximadamente constante e oscila por volta do 30%, com exceção da tensão volumétrica de 517 kPa onde a redução reportada atinge apenas 19%.

Tabela 4-3. Porcentagem de variação do M_R com relação a umidade e energia de compactação.

θ (kPa)	M_R -PM (MPa) $\omega_{ótima}$	M_R -PM (MPa) ω_{sat}	% variação	M_R -PI (MPa) $\omega_{ótima}$	M_R -PI (MPa) ω_{sat}	% variação
82	87	54	38	71	79	-
137	93	64	31	90	96	-
274	128	91	29	154	148	4
377	127	88	31	210	121	42
517	153	124	19	263	168	36

Stolle *et al.* (2009) reportaram que existe uma estreita relação entre a umidade de compactação e a resposta resiliente associada à tensão volumétrica. Como apresentado na Figura 4-11, um acréscimo de 2,0% na umidade induz a uma queda significativa no M_R no espécime compactado mediante impacto. Não obstante, as mudanças observadas nos espécimes compactados por vibração são moderadas.

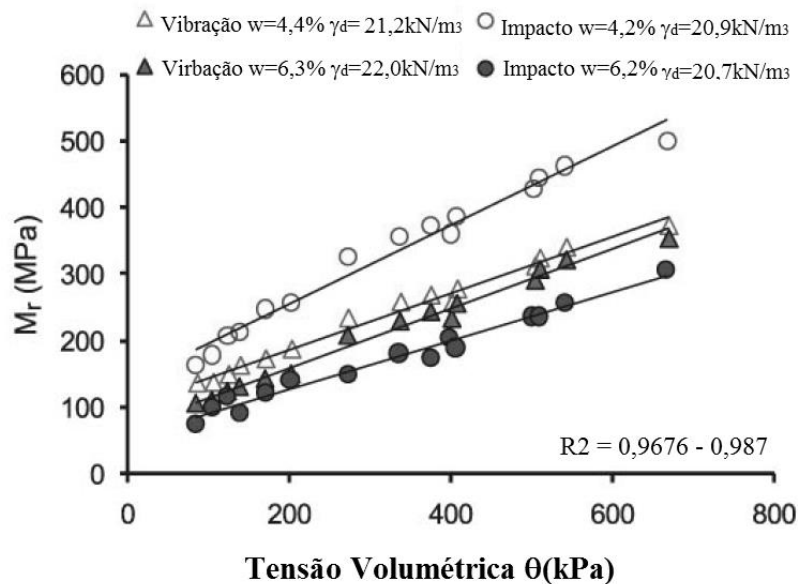


Figura 4-11. Sensibilidade do módulo de resiliência segundo a umidade e o método de compactação (modificado de Stolle *et al.*, 2009).

Muñoz & Zapata (2015) analisaram o comportamento resiliente de dois agregados naturais de basalto na Colômbia. As amostras nomeadas Cachibí e Chocho respectivamente

(ver Figura 4-12) tiveram módulos de resiliência variáveis dependendo do teor de umidade empregado no processo de compactação.

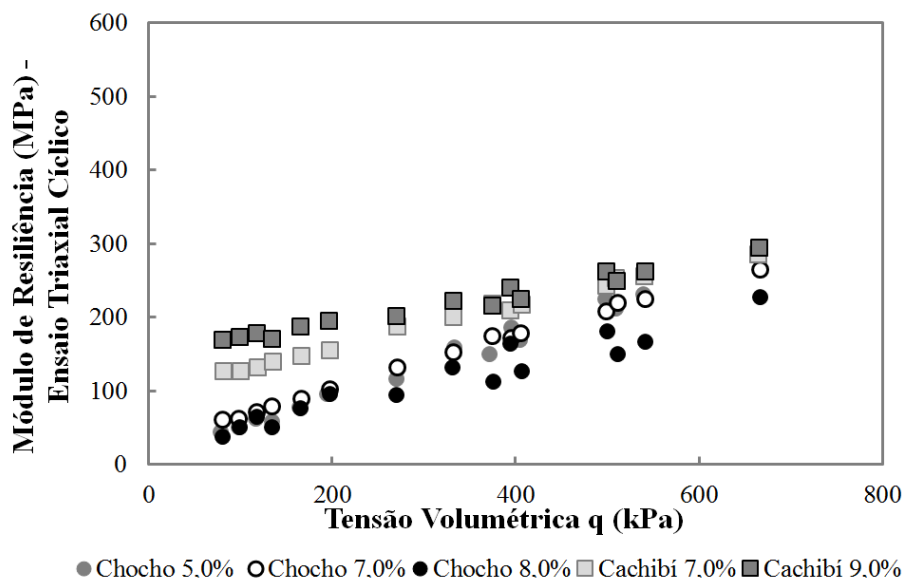


Figura 4-12. Variação do módulo de resiliência em agregados naturais (Muñoz & Zapata, 2015).

Apesar de o material ser da mesma origem geológica, os módulos de resiliência alcançados pelo agregado Cachibí superaram os resultados obtidos para o agregado do Chocho, os autores concluíram que esse fato ocorre devido às diferenças de forma do agregado já que o primeiro tende a ser cúbico enquanto o segundo tem uma forma mais lamelar, os autores também observaram que o agregado da pedra Cachibí é menos susceptível às mudanças de umidade.

4.3. RESULTADOS DA RETENÇÃO DE ÁGUA E DA DISTRIBUIÇÃO DE POROS DO RCD

As curvas de retenção de água foram obtidas em trajetória de secagem após a saturação. Duas técnicas foram aplicadas para a obtenção da sucção matricial (papel filtro e placa de pressão). A sucção total se obteve a partir da técnica do papel filtro. Os resultados destas técnicas e as análises dos mesmos são apresentados seguir.

4.3.1. Medição de sucção aplicando a técnica do papel filtro

Os corpos de prova foram compactados nas energias Proctor normal, intermediária e modificada, para cada energia de compactação se compactaram corpos de prova nas

umidades 9,0%, 13,0% e 17%, correspondentes as umidades no ramo seco, ótimo e saturado da curva de compactação. Uma vez compactados, os corpos de prova foram saturados por gotejamento e deixados ao ar até atingir a massa desejada correspondente a um valor específico de sucção.

A Figura 4-13 apresenta os resultados obtidos nos ensaios de sucção pelo método do papel filtro, o qual permite obter valores de sucção matricial e total. Para sucções inferiores a 100 kPa a sucção total é maior que a sucção matricial, o que evidencia o efeito dos sais dissolvidos que provêm de materiais cimentícios do RCD, gerando um potencial osmótico (Figura 4-13a). Observou-se também que para valores de sucção acima dos 1.000 kPa não existe uma diferença clara entre a sucção total e a matricial, o que pode acontecer quando a fase de água é descontínua. Para esses níveis de sucção maiores que 1.000 kPa a migração da umidade para o papel se dá por transferência de vapor e, portanto, não é possível detectar se a sucção medida é matricial ou total.

Esse fenômeno foi estudado por Marinho & Chandler (1994), que afirmaram que, em função da redução do contato entre o papel filtro e o corpo de prova, ao ser submetido à secagem, a transferência de água ocorre por fluxo capilar e pela fase de vapor. Sendo assim, o papel filtro passa gradualmente a medir a sucção total. De forma geral, para valores acima dos 1.000 kPa a relação umidade-sucção, parece ser única independentemente da energia e a umidade de compactação empregada.

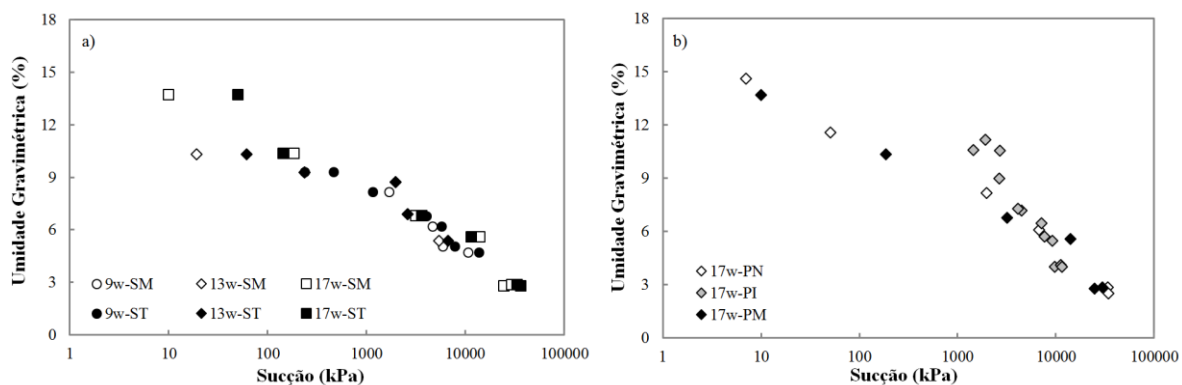


Figura 4-13. Influência da energia e umidade de compactação na sucção matricial e total do RCD. a) sucção matricial e total, b) sucção com variação da energia.

Finalmente a Figura 4-13b apresenta a variação da relação umidade-sucção para amostras compactadas perto da curva de saturação teórica. Pode-se observar que a curva é contínua,

apesar de as amostras terem sido compactadas em diferentes energias Proctor. Nesta umidade não houve influência da energia de compactação sobre a sucção.

4.3.2. Medição de sucção aplicando a técnica de translação de eixos

A partir da técnica de translação de eixos (ATT), foi possível determinar as características de retenção de água para sucções matriciais entre 0,1 e 200 kPa. A Figura 4-14 apresenta as curvas de retenção de água obtidas mediante esta técnica em trajetória de secagem. Os corpos de prova foram compactados nas energias Proctor intermediária e modificada para três teores de umidade de compactação ($w = 9, 13$ e 17%). Os corpos de prova foram saturados após o processo de compactação, controlando o volume de água introduzida na amostra.

Para os corpos de prova compactados com 9 e 13% de umidade, a trajetória de secagem apresenta diferenças no armazenamento de água. Para um mesmo valor de sucção, a umidade é maior quanto menor for a energia de compactação, ou seja, um material mais poroso. Para amostras compactadas com 17% de umidade os valores são similares, corroborando o observado nos ensaios de papel filtro, quando o material se aproxima da curva de saturação teórica, a curva de retenção de água não é influenciada pela energia de compactação utilizada.

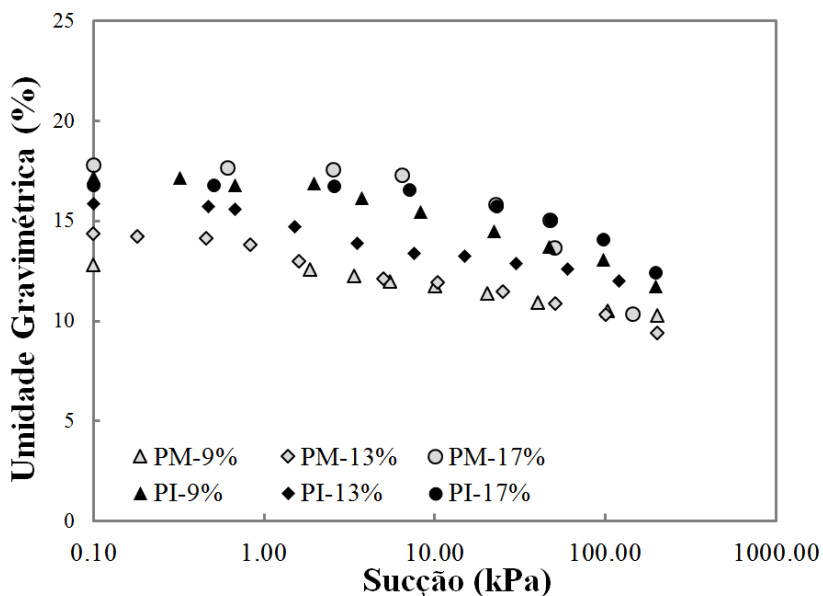


Figura 4-14. Influência da umidade e a energia de compactação na sucção medida pela técnica de translação de eixos.

4.3.3. Características de retenção de água

As curvas de sucção vs. umidade obtidas pelos métodos PF e ATT foram empregadas para determinar as curvas de retenção de água (WRC) do RCD. Ao sobrepor os dados foi possível definir uma continuidade nos valores de sucção que aumentaram com a diminuição do teor de umidade. Por meio das duas técnicas papel filtro e translação de eixos, foi possível medir uma faixa de sucção entre 0,10 kPa e 10.000 kPa.

As Figuras 4-15, 4-16 e 4-17 apresentam as mudanças na curva de retenção de água ao fazer variações na umidade e na energia de compactação. Observando as referidas figuras, é possível identificar a presença vários pontos com fortes mudanças na retenção de água quando há um incremento na sucção. Essas mudanças podem ser associadas a diferentes valores de entrada de ar (AEV), comportamento comum em solos compactados no ramo seco e em solos tropicais naturais, onde coexistem dois ou mais tamanhos de poros dominantes. No caso do RCD, as curvas se caracterizam pela presença de dois ou três poros dominantes, o que gera uma curva de retenção de água multimodal.

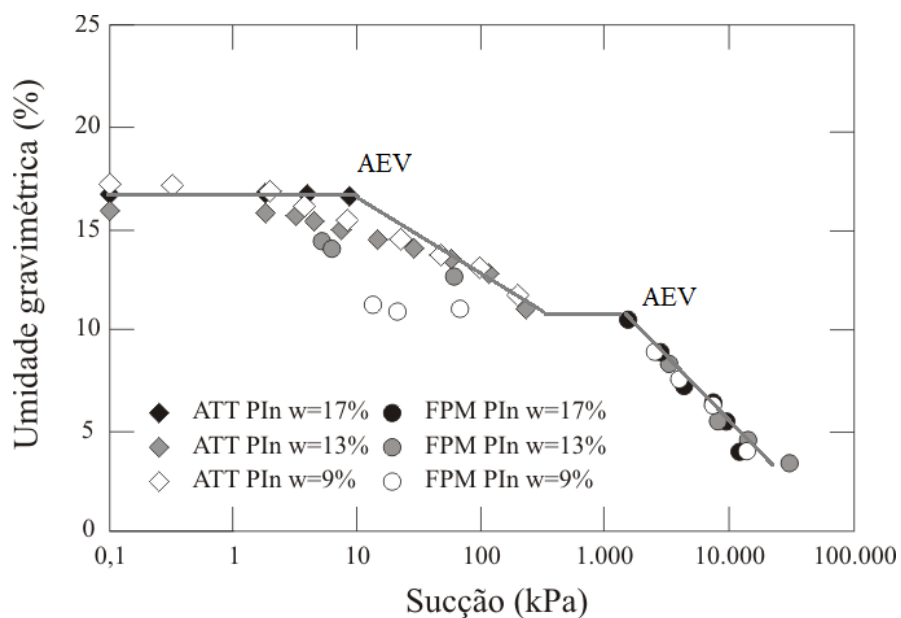


Figura 4-15. Curvas de retenção de água (WRC) do RCD compactado na energia intermediária.

A Figura 4-17 apresenta as curvas de retenção de água do RCD levando em consideração as três energias de compactação e um único teor de umidade. A figura apresenta ampla variação de umidade e sucção do material, quando a energia de compactação empregada é a Proctor normal o que é esperado já que para uma menor densidade, ou seja, um material mais

poroso, uma maior quantidade de água poderá ser armazenada no interior dos poros. O contrário acontece na energia de compactação Proctor modificada.

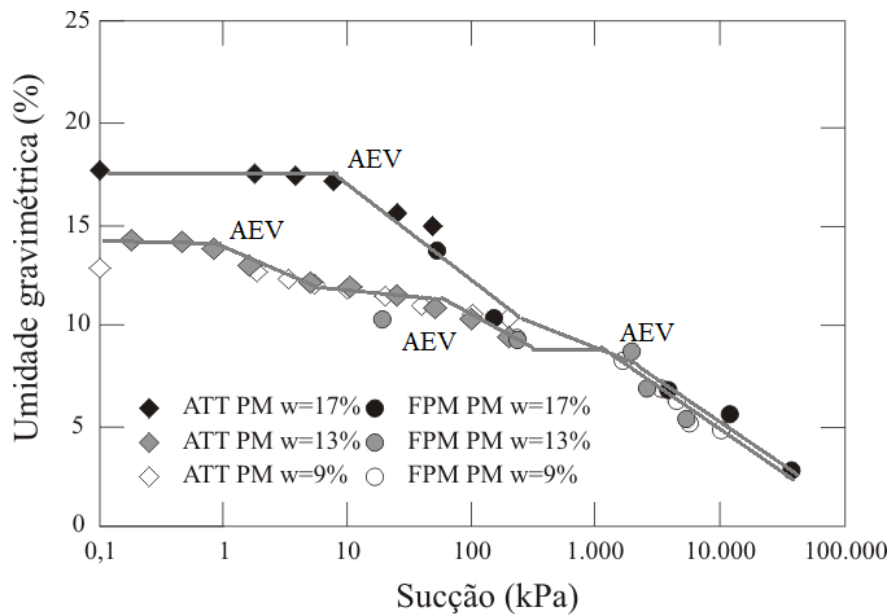


Figura 4-16. Curvas de retenção de água (WRC) do RCD compactado na energia modificada.

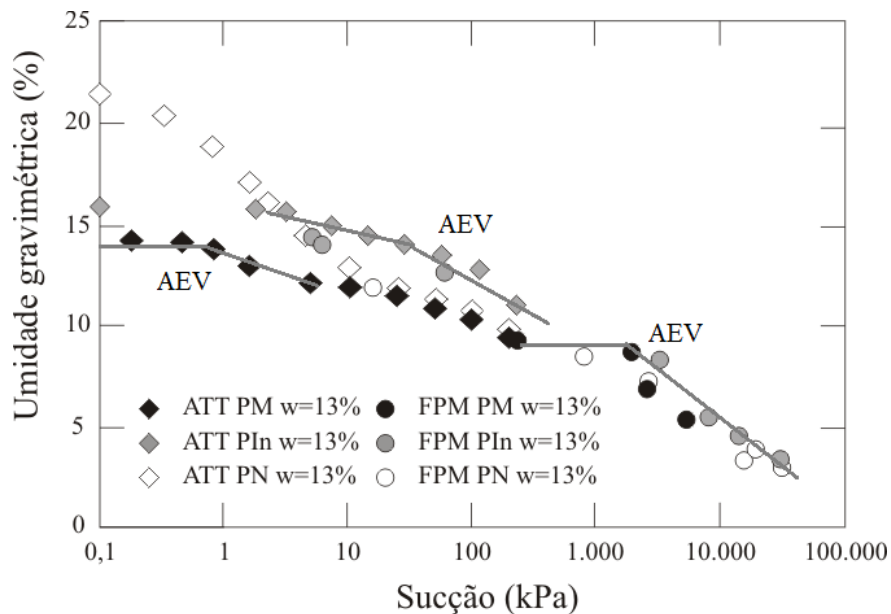


Figura 4-17. Curvas de retenção de água do RCD com energia de compactação variável e umidade de compactação constante, $\omega = 13\%$.

Para uma melhor compreensão do comportamento de retenção de água do RCD em análise, foi conveniente empregar como variável de armazenamento de água o índice de água $e_w = V_w/V_s$, e uma relação matemática para identificar numericamente as feições e modos dos

poros. A relação de ajuste empregada corresponde a proposta de Durner (1994) apresentada na equação (2-19) para dois e três modos com a função de van Genuchten (1980):

$$e_w = \frac{e^L}{[1 + (a_L \cdot s)^{n_L}]^{1-1/n_L}} + \frac{e^i}{[1 + (a_i \cdot s)^i]^{1-1/n_i}} + \frac{e^s}{[1 + (a_s \cdot s)^{n_s}]^{1-1/n_s}} \quad (4-1)$$

onde, a e n são parâmetros de ajuste. Os sufixos L , i e s serão utilizados para denotar poros grandes, intermédios e pequenos respectivamente.

Examinando a equação (4-1), que aplica o princípio de superposição, quando a sucção é zero a expressão se transforma em:

$$e_w(s \rightarrow 0) = e^L + e^i + e^s \approx e \quad (4-2)$$

A decomposição linear da equação (4-2) será usada no cálculo das relações massa-volume do RCD. Às vezes, dependendo do arranjo dos poros, tem-se $e^i = 0$. Portanto, assume-se o diagrama e as relações apresentadas na Figura 4-18. A Figura 4-18a assume um só tamanho de poro, aquele gerado no contato entre grãos e que pode estar preenchido com água ou com ar. A Figura 4-18b, representa dois tamanhos de poros, aqueles entre as partículas de agregado (poros entre grãos) e os que essas partículas podem ter em seu interior (poros intra grãos). Por último, a Figura 4-18c representa um material com três poros dominantes. Nesse caso as partículas de menor tamanho se depositam ao interior dos poros existentes entre partículas maiores gerando poros intermediários. Deve-se considerar que os grãos de RCD com tamanhos superiores a 4,75 mm e os grãos tamanho silte ou argila (< 0,075 mm) podem conter poros muito pequenos.

Ao longo deste trabalho o diagrama apresentado na Figura 4-18 será usado como referência no cálculo da porosidade, índice de vazios, e conseqüentemente no índice de água e no grau de saturação para cada modo e ponto na curva de compactação como:

$$n = n^L + n^i + n^s \quad (4-3)$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v^L + V_v^i + V_v^s}{V_s} = e^L + e^i + e^s \quad (4-4)$$

$$e_w = \frac{V_w}{V_s} = \frac{V_w^L + V_w^i + V_w^s}{V_s} = e_w^L + e_w^i + e_w^s \quad (4-5)$$

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} = \frac{e_w}{e} = \frac{w \cdot G_s}{e} \quad (4-6)$$

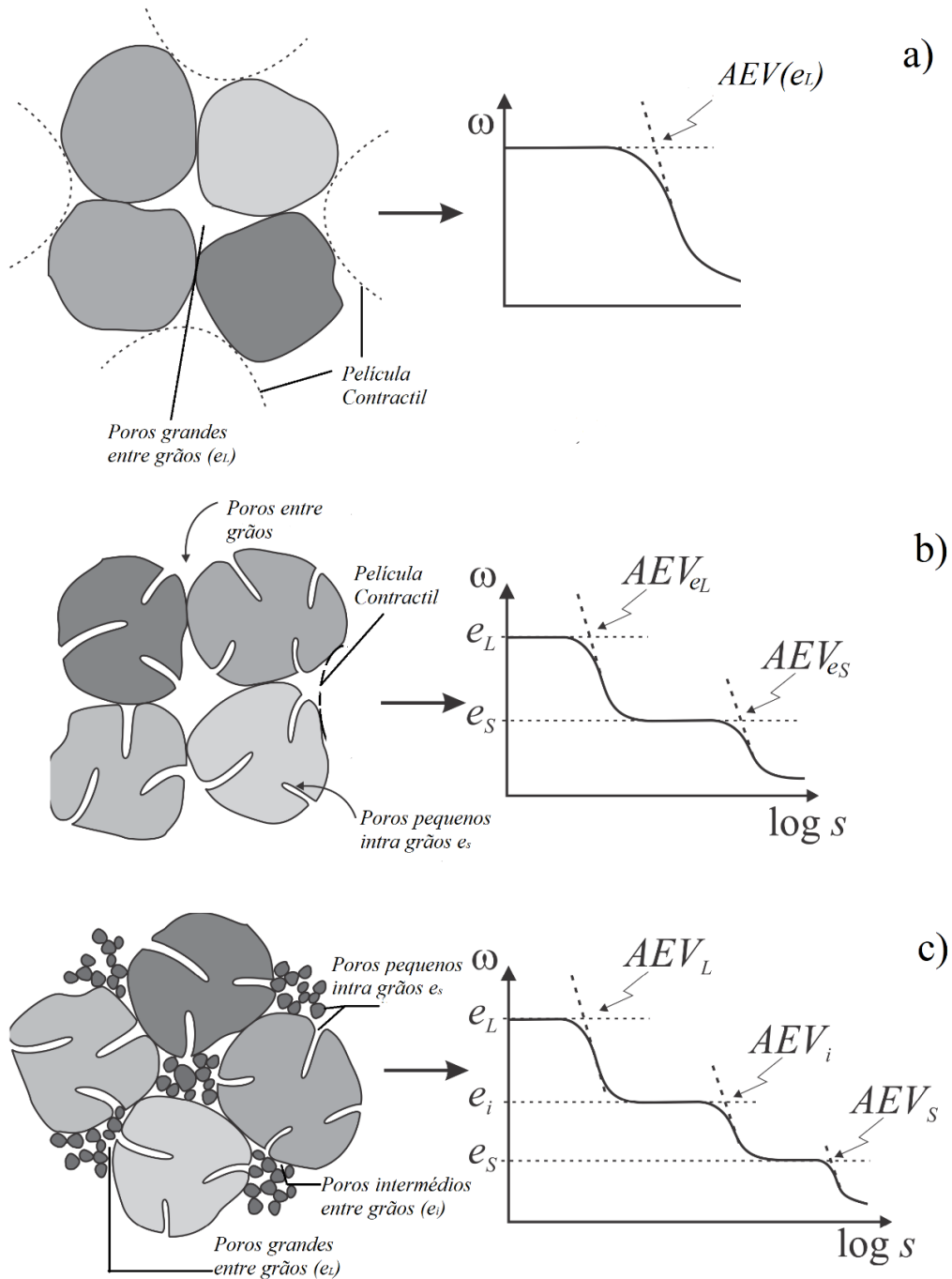


Figura 4-18. Diagrama de poros assumido: a) um poro dominante; b) dois poros dominantes; c) três poros dominantes.

As relações entre a variável de armazenamento de água, e_w , e a sucção matricial obtidas pelas duas técnicas aplicadas apresentam de forma geral três modos dominantes (Figura 4-19). Na Tabela 4-4 são apresentados os parâmetros de ajuste da WRC. Os modos dominantes apresentados pelas curvas de retenção de água variam segundo a umidade e a energia de compactação.

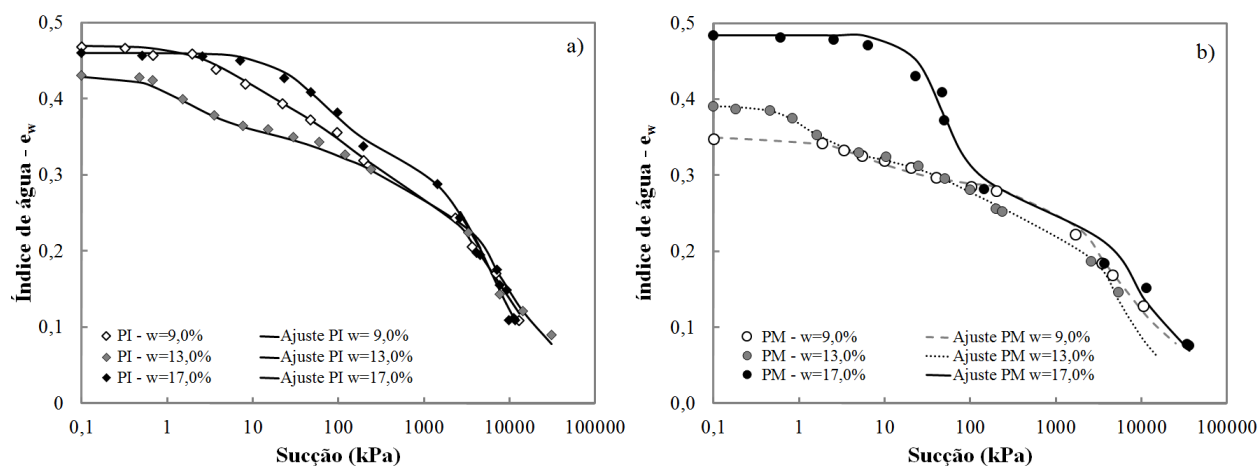


Figura 4-19. Curvas de retenção de água com variação na umidade de compactação: a) energia Proctor intermediária, b) energia Proctor modificada.

A quantidade de água armazenada nos poros grandes está representada pela variável e^L e de forma geral se associa à valores de entrada de ar (AEV) entre 1,0 e 5,0 kPa; e^i corresponde a quantidade de água armazenada nos poros intermediários onde AEV oscila entre 50 e 100 kPa, esse modo nem sempre foi detectado nos ensaios. Um último modo e^s foi associado a um valor AVE de 4000 kPa, fixo para todos os ensaios, indicando que nos poros mais pequenos não há influência da umidade nem da energia de compactação empregada. Os valores de entrada de ar foram determinados a partir dos pontos de inflexão das WRC.

Tabela 4-4. Parâmetros de ajuste segundo equação empregada.

Ponto	e^L	a_L (1/kPa)	n_L	e^i	a_i (1/kPa)	n_i	e^s	a_s (1/kPa)	n_s	R^2
PI - 9,0%	0,140	0,269	1,400	0,080	0,01000	1,700	0,250	0,00025	1,650	0,9980
PI - 13,0%	0,080	1,000	1,800	0,140	0,01667	1,250	0,210	0,00020	1,800	0,9953
PI - 17,0%*	0,180	0,029	1,550	0,000	0,13141	1,200	0,280	0,00025	1,900	0,9952
PM - 9,0%*	0,070	0,333	1,550	0,000	0,13141	1,200	0,280	0,00050	1,500	0,9931
PM - 13,0%	0,071	1,000	2,200	0,120	0,02500	1,400	0,200	0,00025	2,000	0,9975
PM - 17,0%*	0,215	0,027	2,500	0,000	0,01000	1,200	0,269	0,00030	1,610	0,9913

* Amostras com dois modos.

Nos pontos que correspondem à energia Proctor modificada (PM) é possível observar o efeito da umidade de compactação na WRC (Figura 4-19b). O valor de entrada de ar do modo

macroporoso cresce com a umidade de compactação, sendo mais evidente de 9,0% para 17,0% (Tabela 4-4). O efeito da energia de compactação na variável e_w também é perceptível.

4.3.4. Tamanho e distribuição de poros

Uma vez definidas as curvas WRC do RCD, foi possível definir as curvas de injeção de ar (AIC, pelas suas siglas em inglês). A quantidade de ar armazenada nos poros foi calculada como a quantidade de vazios inicial do corpo de prova menos a quantidade de água armazenada ($e_a = e_0 - e_w$). O tamanho dos poros preenchidos pelo ar foi calculado então como a relação existente entre a pressão absoluta ($P = u_a - u_w / 0,196$) aplicada, a tensão superficial da água $\gamma_{H_2O} = 0,0728$ N/m e da mesma forma que no trabalho de Otálvaro (2013) o ângulo de contato entre a água e o RCD assumido neste trabalho como $\phi_{H_2O} = 0$. Esse procedimento obedece a teoria capilar de Washburn descrita equação (2-20) (Diamond, 1970).

A Figura 4-20 apresenta as curvas de injeção de ar do RCD para duas energias de compactação e umidade variável. As abscissas da figura correspondem aos tamanhos indicativos dos poros calculado como descrito previamente. Nas ordenadas se encontram o índice de injeção de ar (e_a), o qual corresponde à quantidade de ar necessária para mobilizar água através dos poros do material na trajetória de secagem.

As curvas mostram a influência da energia de compactação empregada, indicando que quanto maior a energia de compactação (o que se traduz em densidade aparente seca máxima superior) menor é a quantidade de ar no corpo de prova.

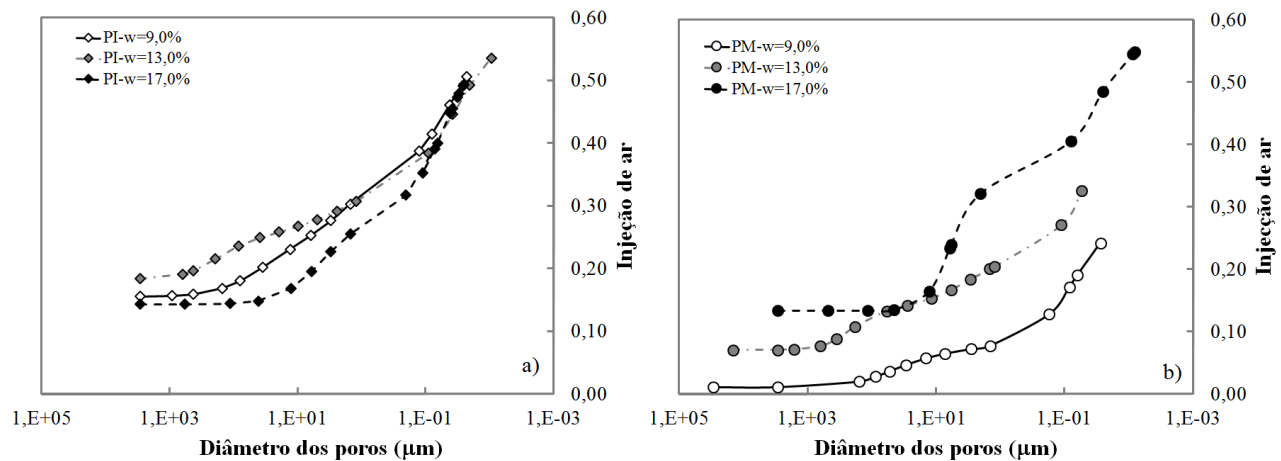


Figura 4-20. Curvas de injeção de ar do RCD: a) energia Proctor intermediária; b) energia Proctor modificada.

Na Figura 4-21 representa-se de forma diferencial a curva de distribuição de poros, na qual os pontos de máxima sinalizam as maiores densidades de poro (tamanhos dominantes). Os poros maiores com diâmetro aproximado de 113 μm e 180 μm e energias intermediária e modificada, respectivamente, correspondem aos vazios entre os grãos grandes de agregado de calcário e os grãos do tamanho areia do RCD utilizado nesta pesquisa. Os poros intermediários, com um diâmetro cerca de 3 μm , correspondem aos vazios nas partículas mais finas, ou seja, tamanhos correspondentes a silte e argila presentes no RCD. Os poros pequenos (0,03 μm) correspondem aos espaços vazios no interior da argamassa ou mesmo dentro dos grãos de agregado de calcário empregados para a fabricação de concreto de cimento Portland.

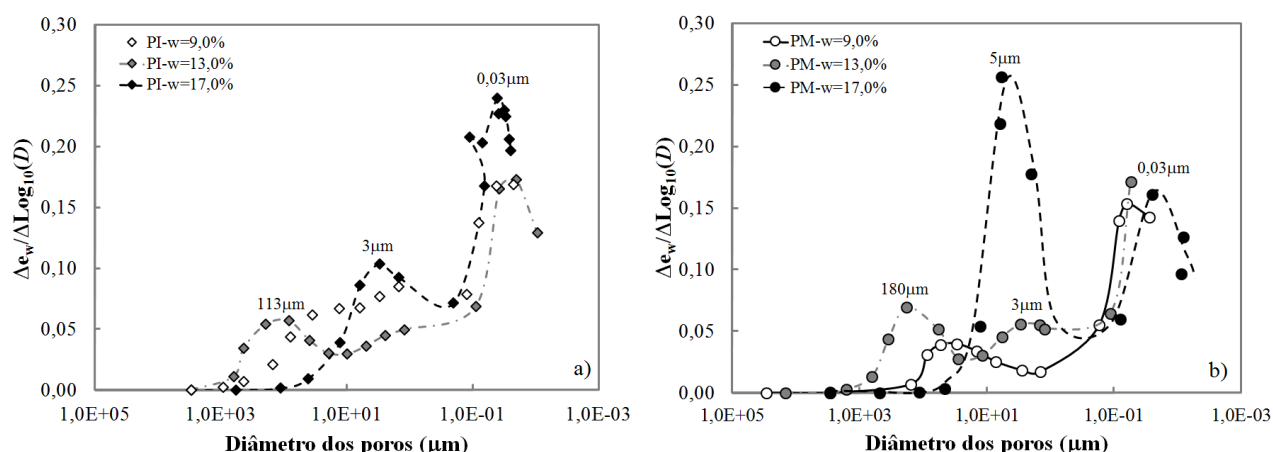


Figura 4-21. Curvas de densidade de poros do RCD: a) energia Proctor intermediária; b) energia Proctor modificada.

Os tamanhos de poro dominantes, representados pelos máximos da PSD (*Pore Size Density*), são similares para cada energia empregada. A concentração de poros com maior diâmetro ($> 100 \mu\text{m}$) tem influência da energia de compactação. Os poros de menor diâmetro (0,03 μm) têm praticamente o mesmo comportamento para as diferentes energias de compactação e o teor de água armazenado pelos microporos coincide com o valor de absorção de água do RCD (8,0%).

4.4. CARACTERIZAÇÃO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DO RCD

Os resultados apresentados a seguir correspondem a ensaios triaxiais de carga repetida (RLTT sigla em inglês) com confinamento constante. Para todos os casos a tensão de confinamento desejada era $\sigma_3 = 60 \text{ kPa}$. As condições iniciais dos diferentes ensaios de

deformação permanente realizados no RCD avaliado durante o desenvolvimento desta pesquisa são apresentadas na Tabela 4-5.

Durante os testes, se avaliaram fatores como: a influência da relação de tensões quando a tensão desvio σ_d cresce; o comportamento do RCD quando há variação de umidade; como cresce a deformação permanente com o número de cargas aplicadas entre outros fatores que serão expostos no curso do capítulo.

Tabela 4-5. Condições gerais dos ensaios de deformação permanente aplicados no RCD

ID	σ_d/σ_3	σ_d (kPa)	σ_3 (kPa)	σ_1 (kPa)	w% comp.	w% ensaio	γ_h (kN/m ³)	γ_{d0} (kN/m ³)	e_0	S_{r0}	S_r ensaio
DP-2-9	2	150	61	211	12	9	21,36	19,07	0,426	77	63
DP-2-13	2	150	62	212	13	13	21,73	19,23	0,414	85	85
DP-2-16	2	150	63	213	10	16	21,60	19,64	0,385	71	94
DP-4-9	4	251	61	312	13	9	21,66	19,17	0,419	84	66
DP-4-13	4	250	61	311	12	13	21,31	19,03	0,430	76	80
DP-4-16	4	250	61	311	12	16	21,52	19,22	0,415	79	93
DP-6-9	6	351	62	413	13	9	21,95	19,43	0,400	88	70
DP-6-13	6	360	63	423	13	13	21,65	19,16	0,419	84	84
DP-6-16	6	364	62	426	12	16	21,52	19,21	0,416	78	93
DP-8-9	8	482	63	544	13	9	21,76	19,25	0,413	86	68
DP-8-13	8	450	60	510	13	13	21,82	19,31	0,408	87	87
DP-8-16	8	499	64	563	13	16	21,77	19,27	0,412	86	97

As condições de umidade dos ensaios foram iguais às avaliadas nas curvas de retenção WRC. As amostras foram compactadas no teor de umidade ótima (13%) e a partir desse teor foram saturadas por gotejamento e em seguida secas ao ar até atingir as massas correspondentes para 9 e 16% de umidade. Os corpos de prova foram armazenados em uma câmara úmida durante 15 dias para garantir a homogeneidade da sucção das amostras e finalmente ensaiados. O número de ciclos projetado foi $N = 10^6$, porém, não foi possível atingir o número de ciclos desejado em todos os casos devido à ruptura dos corpos de prova.

4.4.1. Influência da tensão desvio aplicada

Diferentes modelos matemáticos encontrados na literatura tentam explicar de diversas maneiras a influência do estado de tensões sobre a deformação permanente acumulada dos materiais granulares. Contudo, a maior parte desses modelos se ocupa apenas da relação existente entre a deformação e a quantidade de ciclos de carga aplicados.

Resultados de distintas pesquisas têm demonstrado que há uma relação entre a deformação axial permanente acumulada (ϵ_p), a relação cisalhante máxima $(q/p)_{max}$ e a magnitude da

trajetória de tensões (L) (Lekarp & Dawson, 1998; Lekarp *et al.*, 2000b). Os autores fundamentam esta afirmação no fato de que sob uma relação de cisalhamento constante, a deformação permanente deveria aumentar com o comprimento da trajetória de tensão aplicada até atingir o ponto máximo como resultado da dissipação de energia na histerese gerada durante o processo de carga e descarga. O efeito desse processo assim como a dissipação da energia em cada ciclo para o material avaliado é apresentado na Figura 4-22 e na Tabela 4-6.

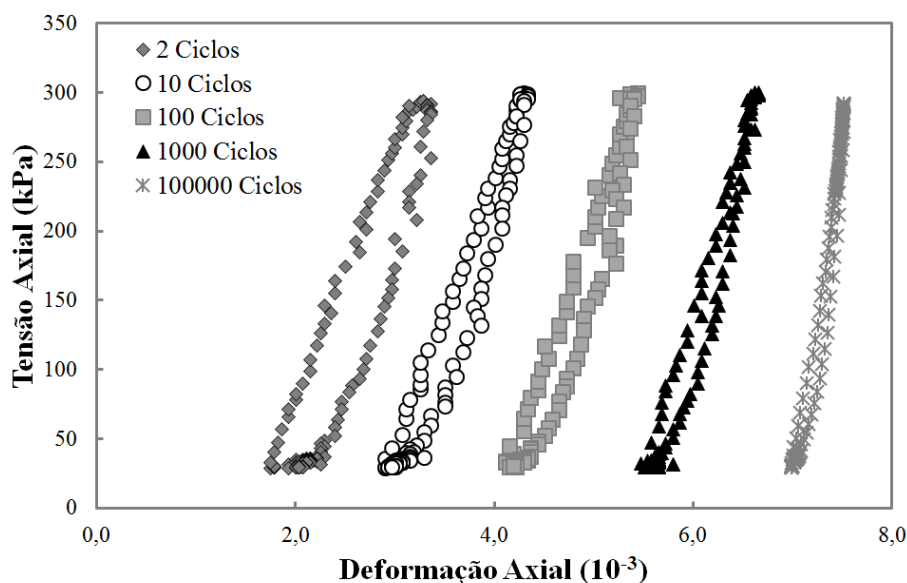


Figura 4-22. Evolução da dissipação da energia por ciclo de carga aplicado no RCD.

Tabela 4-6. Dissipação de energia por ciclo de carga aplicada.

Número de ciclo (N)	2	10	100	1.000	100.000	
Energia dissipada	82,8	64,1	56,7	36,3	19,8	kPa*mm/mm

A área dentro de cada ciclo de histerese corresponde à energia dissipada por meio do deslocamento ou rolamento entre as partículas ao interior do corpo de prova. Essa área pode ser obtida seguindo a regra da quadratura (Green, 2001):

$$\begin{aligned}
 w &= \int \sigma_i d\varepsilon_i = \int (\sigma_1 d\varepsilon_a + 2\sigma_3 d\varepsilon_n) = \int [\sigma_d d\varepsilon_a + \sigma_3(1 - 2\nu)d\varepsilon_a] \\
 &\approx \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{N-1} (\sigma_{d,i} + \sigma_{d,i+1}) \cdot (\varepsilon_{a,i+1} - \varepsilon_{a,i}) \\
 &\quad + \frac{1}{2} (1 - 2\nu) \sum_{i=1}^{N-1} (\sigma_{3,i} + \sigma_{3,i+1}) \cdot (\varepsilon_{a,i+1} - \varepsilon_{a,i})
 \end{aligned} \tag{4-7}$$

onde w = unidade de energia dissipada no solo por ciclo; $d\varepsilon_a$ e $d\varepsilon_h$ = incremento da deformação axial e radial respectivamente, o coeficiente de Poisson [$\nu = -\varepsilon_h/\varepsilon_a = 0,3$]; i = i -ésimo ponto do *loop* de tensão-deformação; N o número total de pontos do *loop* de tensão-deformação; σ_1, σ_3 = tensões principais maior e menor, respectivamente, (sendo σ_3 a tensão confinante); $\sigma_{di}, \sigma_{di+1}$ = tensão desvio correspondente ao i -ésimo e ao $i+1$ pontos dentro do *loop* de tensão-deformação e $\varepsilon_{ai}, \varepsilon_{ai+1}$ = deformação correspondente ao i -ésimo e ao $i+1$ pontos dentro do *loop* de tensão-deformação, respectivamente.

Ao analisar a Figura 4-22 supõe-se que para baixos níveis de tensão desvio ($\sigma_d = 50$ kPa), ao início da pós-compactação, primeiro ciclo de carga, a deformação plástica ocorre provavelmente por uma reorientação limitada de partículas, e que há atrito entre as partículas, mas este é insignificante. Imediatamente depois do período de pós-compactação, segundo ciclo de carga, observa-se um *loop* aberto, indicando maior perda de energia por ciclo de carga. Com o aumento do número de ciclos, a perda de energia é menor evidenciando-se em uma redução do alargamento do *loop*. De fato, a taxa de deformação permanente continua a decrescer até atingir um estado resiliente no qual o material granular não apresenta mais danos, este mesmo comportamento foi observado por Werkmeister *et al.* (2001, 2004). A energia dissipada traz mudanças para as propriedades do RCD devido ao rearranjo de sua microestrutura, além potencializar os efeitos prejudiciais da relação de tensões aplicada já que também mudam as condições iniciais do material como o índice de vazios (Tao *et al.*, 2010).

Como descrito na Tabela 4-5, quatro relações de tensão e três umidades de ensaio foram avaliadas. O desenvolvimento da deformação axial acumulada com o incremento de número de ciclos, umidade e relação de tensões aplicadas é mostrado na Figura 4-23. A figura apresenta a evolução da deformação permanente do RCD para diferentes níveis de tensão e umidade constante. É claro que quanto maior o teor de umidade do material, a deformação permanente acumulada cresce. O mesmo se observa quando a relação de tensões cresce.

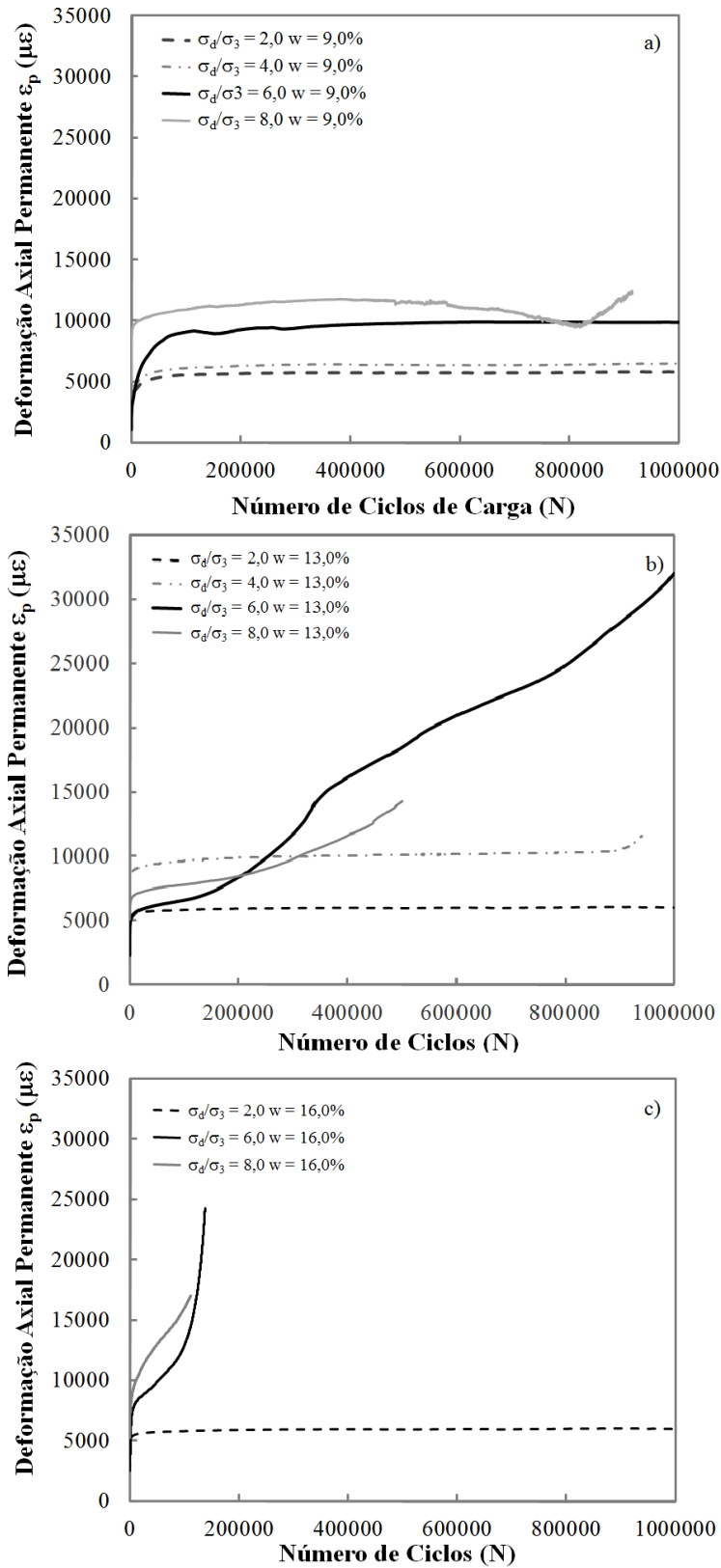


Figura 4-23. Deformação permanente versus o número de ciclos de carga para o RCD: a) $w = 9,0\%$; b) $w = 13,0\%$; c) $w = 16,0\%$.

Segundo o observado durante os ensaios de deformação permanente é possível concluir que o material granular avaliado nesta pesquisa é susceptível a variações nas relações de tensão. No caso da Figura 4-23a considerando um teor de umidade de $w = 9,0\%$ e níveis baixos de tensão, valores entre $2 \leq \sigma_d/\sigma_3 \leq 4$, a deformação permanente atinge uma taxa de deformação constante, na qual o RCD não acumula mais deformação e se torna elástica. Para relações de tensão intermédias $4 < \sigma_d/\sigma_3 \leq 6$ a deformação permanente continua a crescer, mas a uma taxa incremental aparentemente constante.

Entretanto para relações de tensão altas $6 \leq \sigma_d/\sigma_3 \leq 8$, com teores de umidade entre 13,0% e 16,0%, as deformações permanentes permanecem sempre crescentes e levam a estrutura ao colapso. Cabe aqui evidenciar que relações de tensão acima de 8 não foram avaliadas nesta pesquisa. Esse comportamento foi descrito também por outros autores (Lekarp & Dawson, 1998; Pérez & Gallego, 2010; Cerni *et al.*, 2012a, 2012b) que avaliaram a deformação permanente em materiais granulares convencionais.

Na Figura 4-23b e na Figura 4-23c, o RCD apresenta uma aparente estabilidade na deformação permanente para a relação de tensão $\sigma_d/\sigma_3 = 2,0$, mas nas relações de tensão de 6 e 8 o RCD apresenta incrementos cada vez maiores com o aumento de ciclos, provocando a ruptura do corpo de prova.

4.4.2. Influência da umidade do corpo de prova

Durante a sequência de ensaios realizados no RCD, foi possível verificar a influência da tensão aplicada na deformação permanente, (Figura 4-23). Porém, esse fator não é o único que pode gerar alterações no material. Os resultados apresentados a seguir deixam claro que o comportamento mecânico do RCD depende também do teor de umidade do material, a qual pode diferir da umidade de compactação devido a variações sazonais ou mesmo durante a execução da obra.

Como esperado, a deformação permanente do RCD aumentou com o incremento da umidade do ensaio, mas também com o incremento da tensão desvio aplicada. As variações se manifestaram inclusive para níveis de tensão baixos ($\sigma_d/\sigma_3 = 2,0$). Esse comportamento pode ser observado na Figura 4-24 onde se representa a evolução do incremento da

deformação permanente *versus* o número de ciclos, para os valores crescentes de umidade e relação de tensão igual a $\sigma_d/\sigma_3 = 2,0$.

No caso da umidade de 16% o material se deforma continuamente sem atingir um estado resiliente, a Tabela 4-7 apresenta os diferentes valores de deformação permanente para um mesmo ciclo de carga em cada umidade avaliada. Observa-se que para as umidades de 9,0 e 13,0% a deformação permanente é estável a partir dos 400.000 ciclos, mas, para a umidade de 16,0% a deformação continua a crescer.

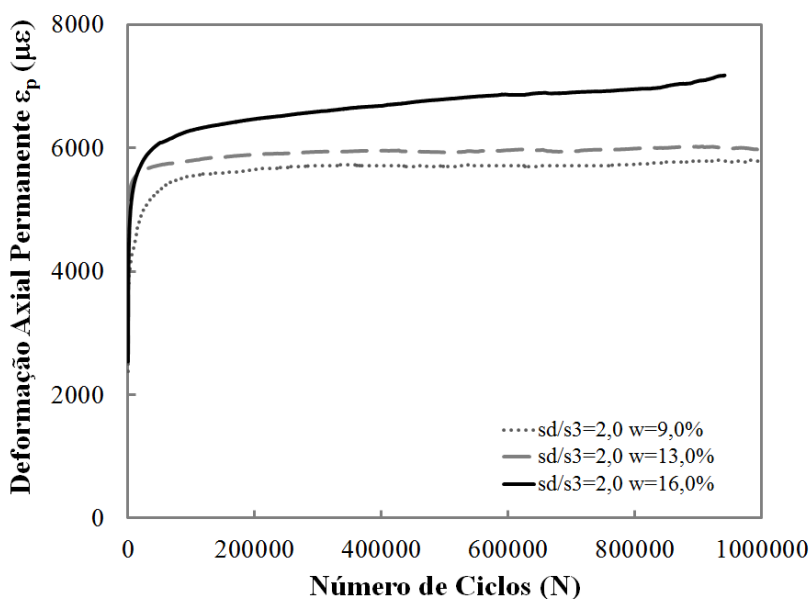


Figura 4-24. Deformação axial permanente segundo a variação de umidade para do ensaio para $\sigma_d/\sigma_3 = 2,0$, sendo $\sigma_d = 150$ kPa e $\sigma_3 = 60$ kPa.

Tabela 4-7. Evolução da deformação permanente segundo a umidade do corpo de prova para um mesmo estado de tensão ($\sigma_d/\sigma_3 = 2,0$).

w = 9,0%		w = 13,0%		w = 16,0%	
Ciclo N	Deformação (με)	Ciclo N	Deformação (με)	Ciclo N	Deformação (με)
1	2.379	1	2.538	1	2.538
63.000	5.423	63.000	5.748	63.000	6.126
435.000	5.707	435.000	5.950	435.000	6.728
750.000	5.718	750.000	5.977	750.000	6.923
940.000	5.787	940.000	5.997	940.000	7.172

Na Figura 4-24 fica claro que existem diferenças entre as curvas de deformação permanente, embora, o comportamento entre as umidades de 9,0 e 13% sejam similares em termos de uma aparente estabilização na deformação, essa é maior para 13%.

A Figura 4-25 apresenta os resultados obtidos durante os ensaios de deformação permanente para uma relação de tensões igual a 6,0. Nesse nível de tensão, um acréscimo no teor de umidade do corpo de prova, gerou um aumento acentuado da deformação permanente, debilitando o material até atingir em alguns casos o colapso.

Os ensaios mostraram que o RCD é sensível às variações de tensão e umidade. Quanto maiores as tensões e as umidades aplicadas pior foi a resposta mecânica do material, no caso o acúmulo de deformação permanente cresceu não apenas com o incremento do número de ciclos mas também com o aumento do teor de umidade e a relação de tensão aplicada. Os corpos de prova onde a umidade de ensaio foi 16% não completaram a sequência de ciclos estabelecida em 1.000.000, com exceção da relação de tensões $\sigma_d/\sigma_3 = 2$ que não rompeu.

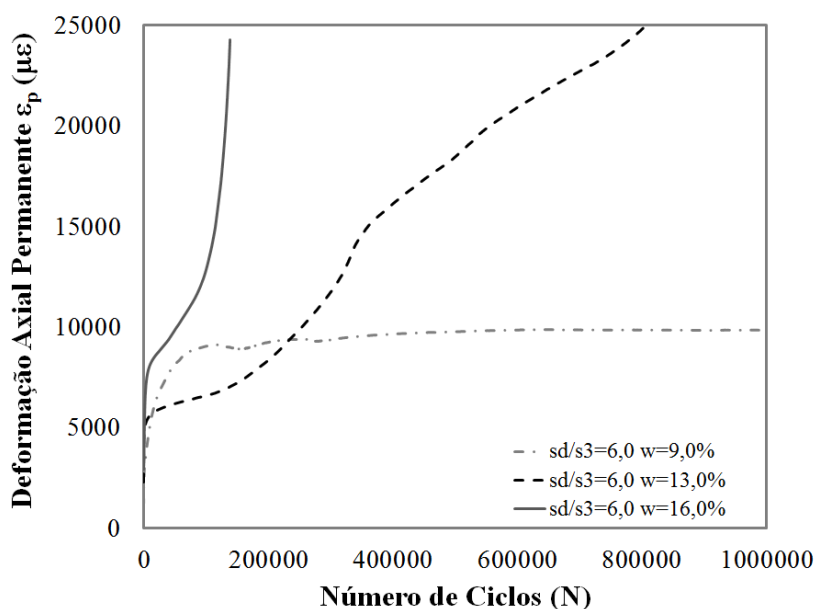


Figura 4-25. Evolução da deformação permanente segundo a umidade do ensaio para $sd/s_3 = 6,0$, sendo $\sigma_d = 350$ kPa e $\sigma_3 = 60$ kPa.

4.4.3. Aplicação da teoria do Shakedown

O *Shakedown* ou acomodamento termo introduzido no Brasil pelos professores Jaques de Medina e Laura Motta, ambos da COPPE/UFRJ que orientaram uma primeira tese sobre esse assunto avaliando deformações permanentes em solos lateríticos (Guimarães, 2001). O acomodamento é um processo de ajuste, onde após um determinado número de aplicações de carga as deformações cessam e a resposta do material passa a ser elástica. Werkmeister *et al.* (2004) introduziram o conceito do *Shakedown* como uma forma de apresentar os resultados da deformação permanente dos materiais granulares. Como apresentado no item

2.5.2., os autores definiram três estágios de deformação acumulada conhecidos como *Shakedown* plástico, *creep* plástico e colapso incremental. O comportamento registrado por Werkmeister *et al.* (2001) foi similar ao observado durante os ensaios de deformação permanente aplicados sobre o RCD, sendo possível identificar os três estágios de deformação definidos previamente como se ilustra na Figura 4-26.

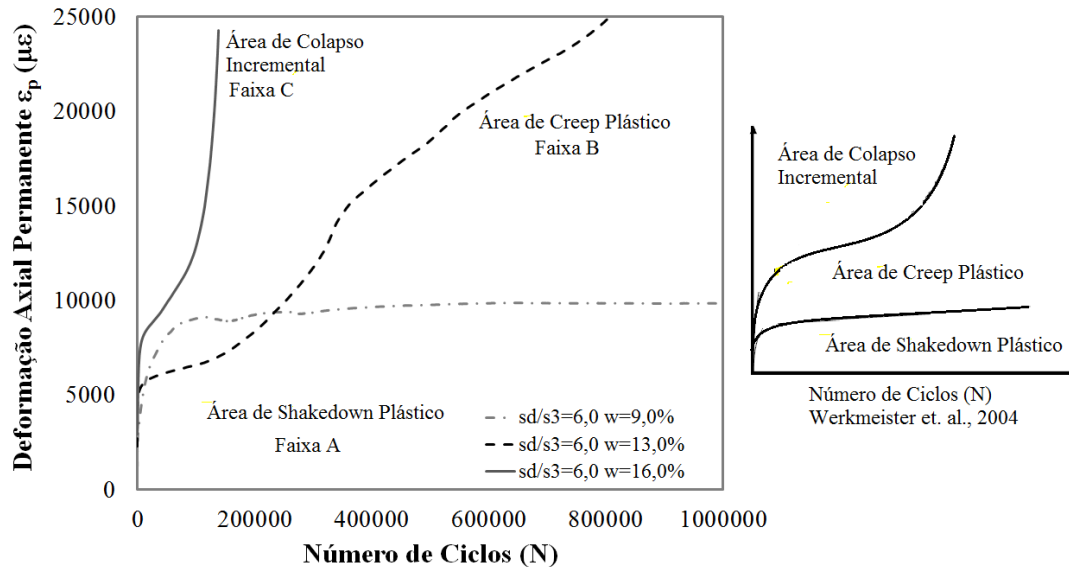


Figura 4-26. Evolução da deformação permanente do RCD segundo o conceito do *Shakedown* de Werkmeister *et al.* (2004).

A Figura 4-27 apresenta os resultados de deformação permanente do RCD plotando a taxa de deformação axial por ciclo *versus* a deformação axial acumulada. Werkmeister *et al.* (2001) propuseram essa forma de apresentar a deformação permanente com o intuito de identificar de forma simples cada um dos estágios do *Shakedown* definidos por eles.

A notação da Figura 4-27 indica o ensaio de deformação permanente (DP), o primeiro número corresponde à relação de tensões aplicada e o último número corresponde à unidade do corpo de prova na hora do ensaio.

Segundo os resultados de deformação obtidos, o *Shakedown* plástico no RCD ocorre em níveis de tensão baixos, $\sigma_d/\sigma_3 = 2$, sem aparente influência da unidade, ver Figura 4-27. Para todos os ensaios feitos nessa relação de tensão, a resposta à deformação permanente foi plástica para um número finito de ciclos de carga ($N = 50.000$). Logo após o processo de pós-compactação, a resposta ao processo de ciclagem foi completamente resiliente e não apareceram novas deformações permanentes. O *creep* plástico foi percebido quando

aplicadas tensões $4 \leq \sigma_d/\sigma_3 < 6$. Neste caso, o teor de umidade mais o nível de tensão determinaram o comportamento do material. O colapso incremental foi evidenciado na relação de tensão $6 \leq \sigma_d/\sigma_3 < 8$ e neste nível de tensão os corpos de prova atingiram ruptura antes de completar um milhão de ciclos de carga.

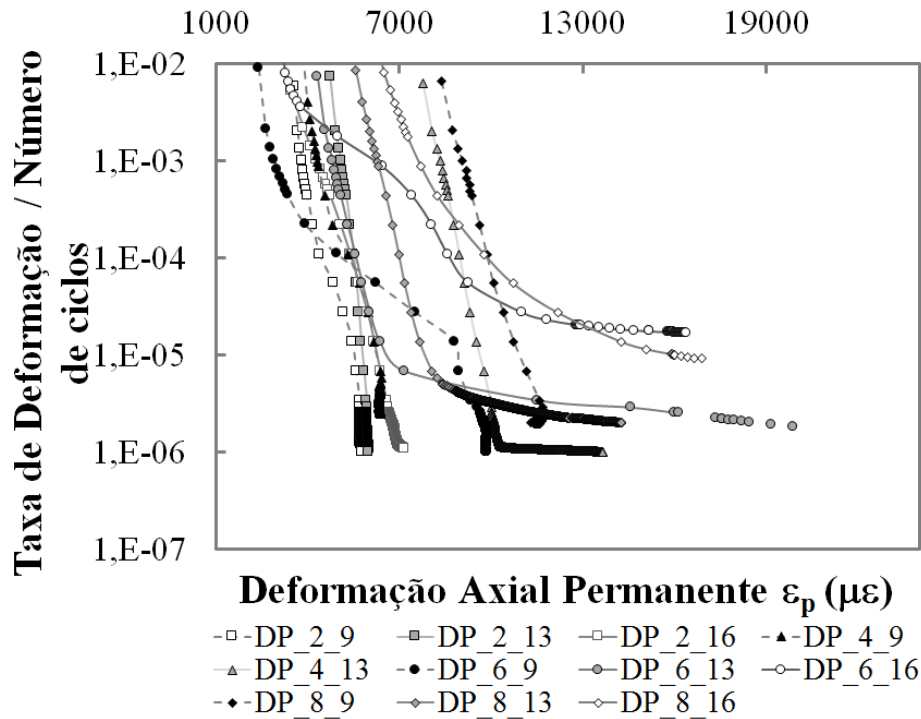


Figura 4-27. Taxa de deformação permanente do RCD, utilizando o conceito do Shakedown.

A Figura 4-28 apresenta de forma detalhada cada um dos estágios do *Shakedown* definidos para o RCD a partir dos ensaios de deformação permanente realizados. Na Figura 4-28a observa-se que a taxa de deformação decresce de forma progressiva, e a tendência da curva é um valor de deformação permanente final assintótico, no qual não são geradas novas deformações permanentes condição de comportamento conhecida como *Shakedown* plástico. É possível observar que a deformação permanente acumulada depende do teor de umidade do RCD ensaiado, mas, devido ao baixo nível de tensão aplicado durante os testes, a resposta do material é totalmente elástica. Além disso, a diminuição da taxa de deformação permanente a zero se relaciona com o incremento dos ciclos de carga.

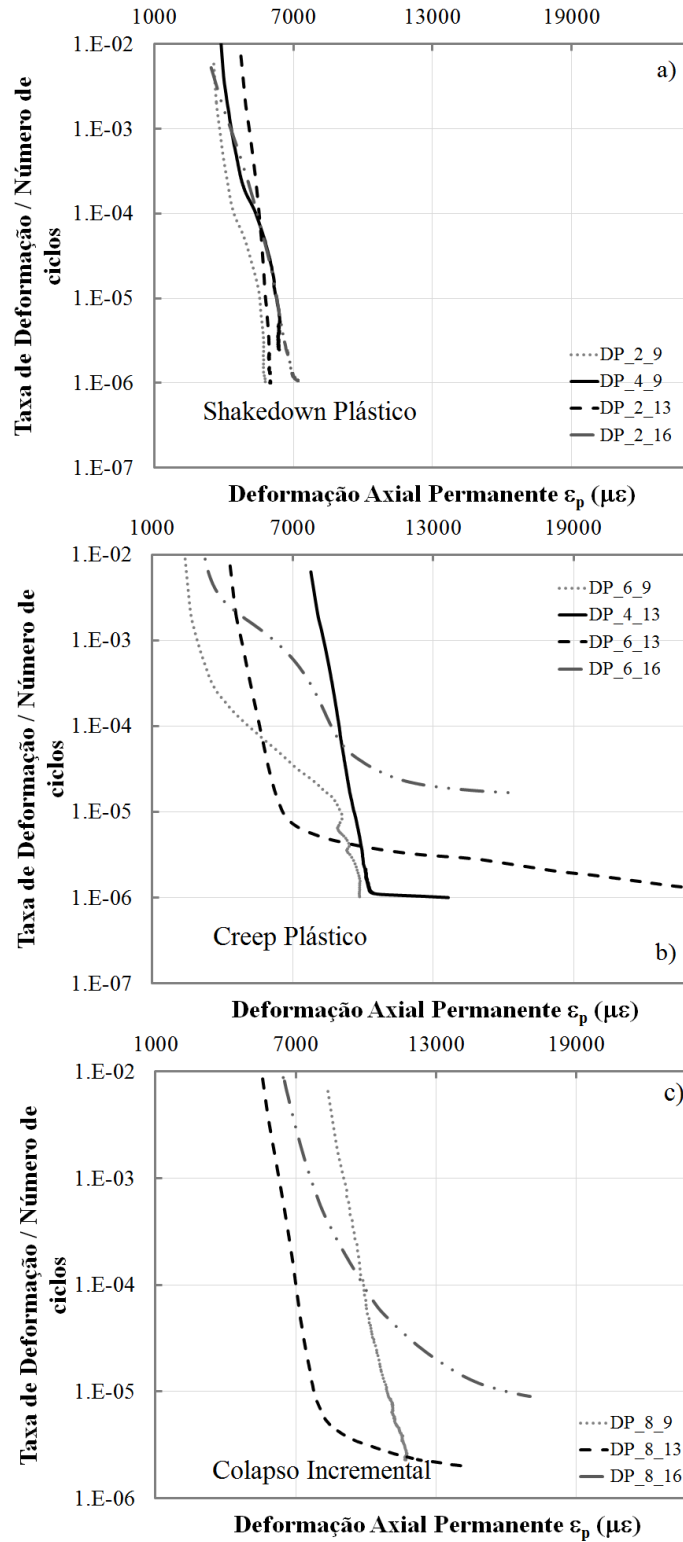


Figura 4-28. Variação da taxa de deformação permanente do RCD segundo a relação de tensões aplicada e o teor de umidade de cada ensaio.

Segundo Sharp & Booker (1984) um pavimento cujo material tenha essa condição, chegaria a um comportamento de equilíbrio (estável) como resposta à carga aplicada. Um comportamento assim é permitido no pavimento, sempre que a deformação total acumulada seja suficientemente pequena, o caso do RCD avaliado neste trabalho essa deformação foi de 0,6% ou seja, 1,2 mm com relação aos 200 mm do corpo de prova. Werkmeister *et al.* (2001, 2004) atribuíram a resistência à deformação permanente na Faixa A (*Shakedown* plástico) ao número de contatos entre os grãos do material granular, isso é, material bem graduado – baixa deformação resiliente. A quebra das partículas provavelmente não ocorre, o que se traduz em uma deformação plástica muito pequena $\varepsilon_p < 1,0\%$.

Uma resposta intermediária ao processo de deformação foi observada durante os ensaios feitos com tensões $4 \leq \sigma_d/\sigma_3 < 6$ e teores de umidade 9,0 e 13%. A Figura 4-28b apresenta a resposta associada ao *creep* plástico. Durante os primeiros ciclos de carga aplicados, o material apresentou um alto nível de deformação permanente, mas, com o passar do tempo a taxa de deformação foi diminuindo, até chegar a um valor incremental constante. Para Werkmeister *et al.* (2001) o número de ciclos necessário para atingir esse comportamento depende do material ensaiado e do nível de tensão aplicado, e, provavelmente esse número de ciclos define o fim do processo de pós-compactação. Para o RCD em análise, o processo de pós-compactação dos ensaios no RCD com a relação de tensões referida, finalizou quando 200.000 ciclos de carga tinham sido aplicados.

Diferentes pesquisadores afirmam que no *creep* plástico a distorção total gerada é insignificante. Devido a esse fato, apenas a abrasão entre grãos é perceptível. As deformações permanentes acumuladas dependem da tensão aplicada e do número de carregamentos cíclicos como observado por Werkmeister *et al.* (2001) para britas na Alemanha, Tao *et al.*, (2010) para britas e agregados reciclados de asfalto na Austrália, e Soliman & Shalaby (2015) para britas no Canadá.

O comportamento no *creep* plástico depende provavelmente das características friccionais das partículas (forma, e textura) e da deformação resiliente nos pontos de contato dos grãos. Neste caso é preferível ter um material bem graduado devido a que a granulometria densa do material determinará o comportamento à deformação do mesmo.

Nos ensaios feitos, sobre no RCD desta pesquisa em uma relação de tensões $4 \leq \sigma_d/\sigma_3 < 6$ a resposta à deformação permanente foi variável dependendo basicamente do teor de umidade. O *creep* plástico foi visualizado de forma mais clara para umidades ótimas (13,0%) como se observa na Figura 4-28b, onde a taxa de deformação se aproxima de um valor incremental constante.

Para os ensaios realizados em um nível de tensão $6 \leq \sigma_d/\sigma_3 \leq 8$, observou-se que a taxa de deformação permanente continuava crescendo com cada carregamento aplicado como mostrado na Figura 4-28b no ensaio DP_6_16 e na Figura 4-28c. Assim, é possível dizer que nos mais altos níveis de tensão $\sigma_d/\sigma_3 = 8$, a resposta do RCD é sempre plástica e cada aplicação de carga resulta em um incremento progressivo das deformações permanentes o que leva ao material à ruptura.

Werkmeister *et al.* (2001) definiram o comportamento descrito no parágrafo anterior como colapso incremental e fizeram as seguintes observações do comportamento do material: a taxa de deformação depende do nível de tensão aplicada e do número de ciclos de carga; a taxa de deformação decresce lentamente quando comparada com a taxa de deformação do *Shakedown* elástico e do *creep* plástico; o início da ruptura do material se evidencia pelo incremento contínuo da taxa de deformação e por último, a acumulação da deformação permanente não se detém.

Werkmeister *et al.* (2004), Cerni *et al.* (2012a) e Soliman & Shalaby (2015) descrevem que a deformação permanente no colapso incremental, se associa a uma considerável quebra de partículas e ao rearranjo das mesmas. O número de grãos em contato e a dimensão desses contatos é crescente, além disso, o processo de compactação durante a aplicação de ciclos de carga é incremental. No caso do RCD, o colapso incremental foi percebido nos ensaios feitos na umidade próxima à saturação $w = 16,0\%$. Os corpos de prova atingiram deformações acima de 2,0% e com exceção do ensaio DP_2_16 todos os corpos de prova romperam. Como será apresentado à frente, o material não evidenciou mudanças na curva granulométrica durante a aplicação dos ciclos de carga, o que leva a associar o colapso incremental devido à perda da sucção entre partículas.

De forma geral é possível afirmar que o comportamento mecânico do RCD deste estudo com relação à deformação permanente é similar ao observado nos materiais granulares

convencionais, sendo afetado principalmente pela variação de umidade, e o incremento na relação de tensões.

4.4.4. Modelação da deformação permanente a partir dos dados experimentais

Uma boa modelagem deve levar em consideração o efeito da acumulação de pequenas deformações as quais incrementam-se com o aumento do número de repetições de carga e com a variação das tensões aplicadas. Os dados experimentais obtidos durante os ensaios de deformação permanente foram empregados para ajustar diferentes modelos comumente empregados na literatura para definir o comportamento dos materiais granulares convencionais. Os modelos de deformação permanente empregados nesta pesquisa são citados na Tabela 4-8.

Tabela 4-8. Modelos analíticos de deformação permanente empregados na pesquisa

Autor	Modelo	Parâmetros	Equação
Kehdr (1985)	$\frac{\varepsilon_p}{N} = A \cdot N^{-m}$	A, m	(4-8)
Paute <i>et.al.</i> (1998)	$\varepsilon_{1,p}^* = \frac{A \cdot \sqrt{N}}{\sqrt{N} + D}$	A, D	(4-9)
Sweere (1990)	$\varepsilon_p = a \cdot N^b$	a, b	(4-10)
Wolf & Visser (1994)	$\varepsilon_p = (m \cdot N + a)(1 - e^{-bN})$	a, b, m	(4-11)
Perez <i>et.al.</i> (2006)	$\varepsilon_{1p} = A \cdot N^B + (C \cdot N + D)(1 - e^{-EN})$	$A = a_1 \cdot \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right)^{a_2}$ $B = b_1 \cdot \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right)^{b_2}$ $C = c_1 \cdot \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right)^{c_2}$ $D = d_1 \cdot \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right)^{d_2}$ $E = e_1 \cdot \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right)^{e_2}$	(4-12)
Lekarp (1997)	$\frac{\varepsilon_{1p}(N_{ref})}{(L/p_0)} = a \cdot \left(\frac{q}{p}\right)_{max}^b$	$a, b, N_{ref.}, L=(q^2+p^2)^{0.5}, p_0=100\text{kPa}$	(2-10)

Os primeiros quatro são modelos não lineares que predizem a deformação permanente (ε_p) em função do número de ciclos (N), os dois últimos permitem obter a deformação permanente em termos das tensões aplicadas. No Brasil Guimarães (2009) desenvolveu um modelo para prever as deformações permanentes em solos lateríticos. Na pesquisa atual, só

modelos que consideram o comportamento de materiais granulares foram utilizados para a previsão da deformação permanente do RCD aqui avaliado.

As relações de tensões avaliadas foram $\sigma_d/\sigma_3 = 2, 4, 6$ e 8 para umidades de $w = 9,0, 13,0$ e $16,0\%$. As Figuras 4-29 a 4-31 apresentam os dados experimentais e os ajustes segundo os diferentes modelos empregados e referidos na Tabela 4-8.

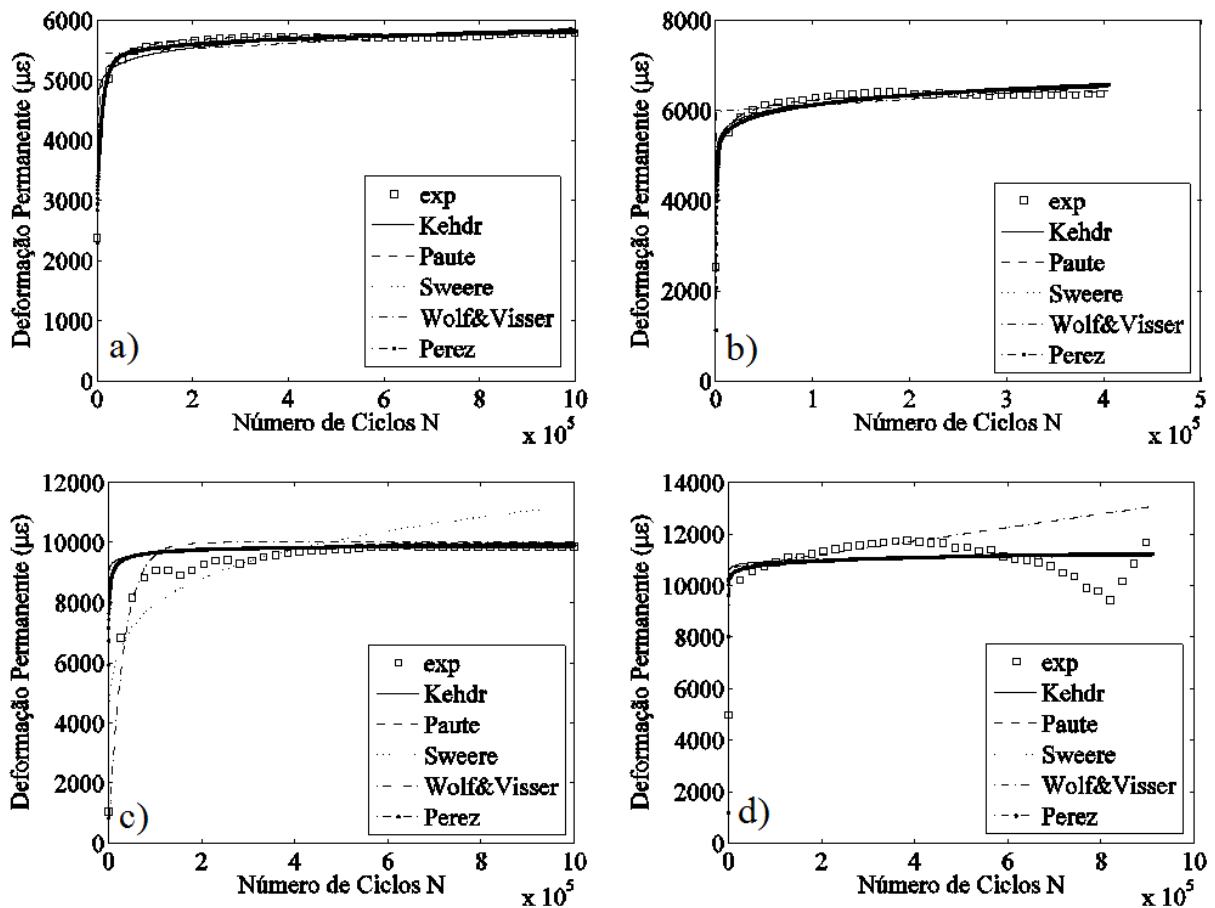


Figura 4-29. Previsão da deformação permanente do RCD, para uma umidade de 9,0% e uma relação de tensões: a) $\sigma_d/\sigma_3=2$; b) $\sigma_d/\sigma_3=4$; c) $\sigma_d/\sigma_3=6$; d) $\sigma_d/\sigma_3=8$.

Com base nas Figuras 4-29a e 4-29b onde as relações adotadas são de $\sigma_d/\sigma_3 = 2,0$ e $4,0$ respectivamente, se observa que todos os modelos empregados, se ajustam satisfatoriamente aos dados experimentais. No caso da Figura 4-29c quando a relação de tensões é $\sigma_d/\sigma_3 = 6,0$, os dados experimentais apresentam um comportamento imprevisível para os primeiros 300.000 ciclos, aparentemente para esse nível de tensão o processo de pós-compactação é maior. Porém, a partir de 300.000 ciclos de carga, a deformação permanente do material se

estabiliza e os modelos, exceto o de Sweere conseguem prever o comportamento. Para a relação $\sigma_d/\sigma_3 = 8,0$ (Figura 4-29d), os modelos não conseguiram prever o comportamento dos dados experimentais.

Na umidade ótima do RCD, ou seja, $w = 13,0\%$ (Figura 4-30), a deformação permanente acumulada do material é superior à obtida nos ensaios para $w = 9,0\%$ (Figura 4-29). No caso da relação de tensões $\sigma_d/\sigma_3 = 2,0$ todos os modelos empregados para a previsão, se ajustaram adequadamente aos dados experimentais. No entanto, isso não foi observado com o incremento da relação de tensões de 2 para 4: uma vez que aparece um incremento súbito na deformação permanente após 800.000 ciclos no ensaio e essa mudança no comportamento, não foi prevista por nenhum dos modelos empregados. Contudo, antes de 800.000 ciclos os modelos se ajustaram satisfatoriamente aos dados experimentais.

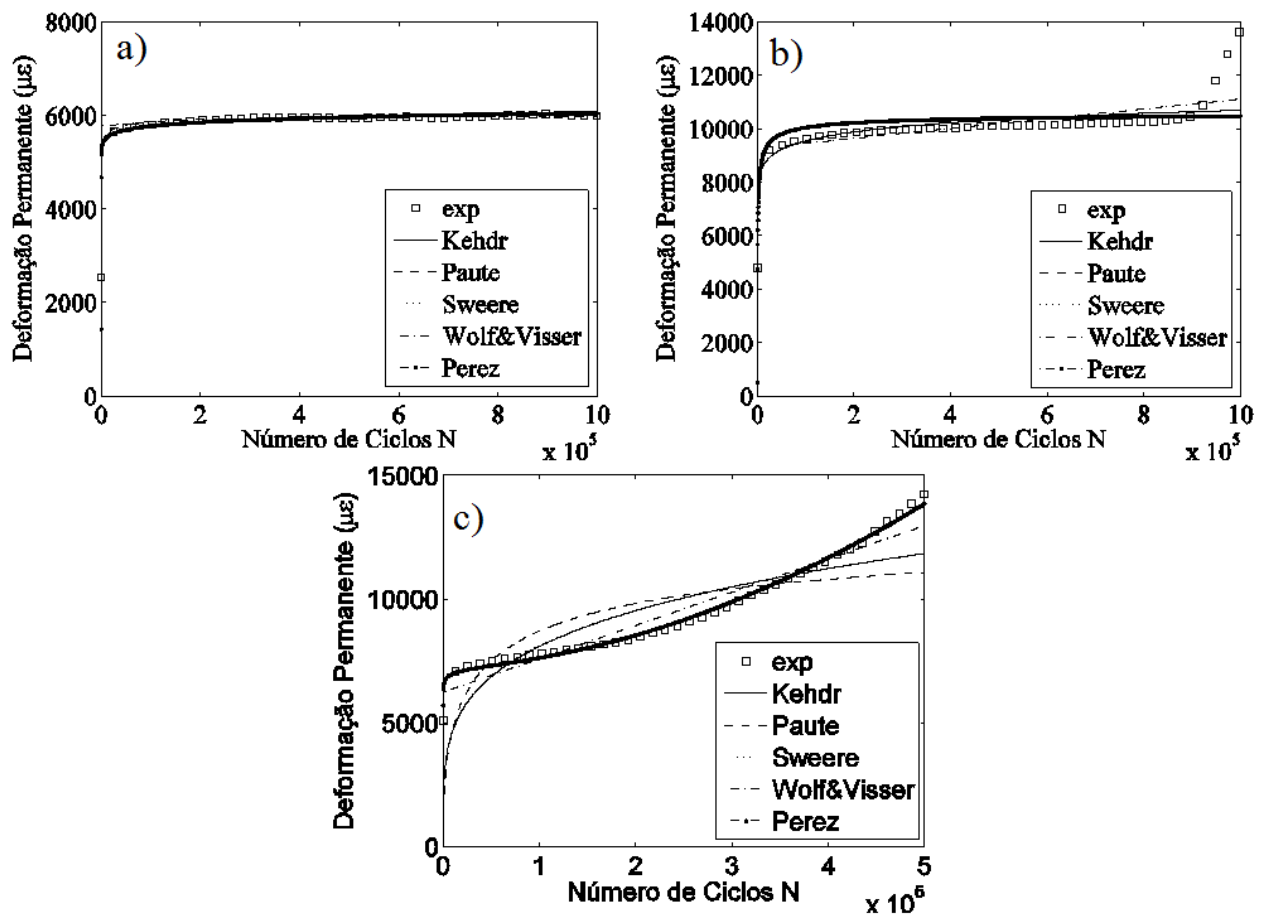


Figura 4-30. Previsão da deformação permanente do RCD, para uma umidade de 13,0% e uma relação de tensões: a) $\sigma_d/\sigma_3=2$; b) $\sigma_d/\sigma_3=4$; c) $\sigma_d/\sigma_3=8$.

Por último na Figura 4-30c, só o modelo analítico de Pérez *et al.* (2006) consegue adaptar-se o comportamento crescente da deformação permanente acumulada quando a umidade ótima e a relação de tensão máxima da pesquisa foram avaliadas.

No caso da Figura 4-31, onde a umidade de ensaio foi 16,0% as deformações permanentes acumuladas foram superiores às obtidas nos ensaios com umidades de 9,0 e 13,0%. Quando a relação de tensões foi pequena $\sigma_d/\sigma_3 = 2,0$ todos os modelos conseguiram ajustar adequadamente aos dados experimentais. Da mesma forma que na Figura 4-30c, o modelo de Pérez *et al.* (2006) conseguiu prever as mudanças e os incrementos da deformação permanente acumulada nos casos onde a relação de tensões aplicada foi $\sigma_d/\sigma_3 = 6,0$ e $\sigma_d/\sigma_3 = 8,0$.

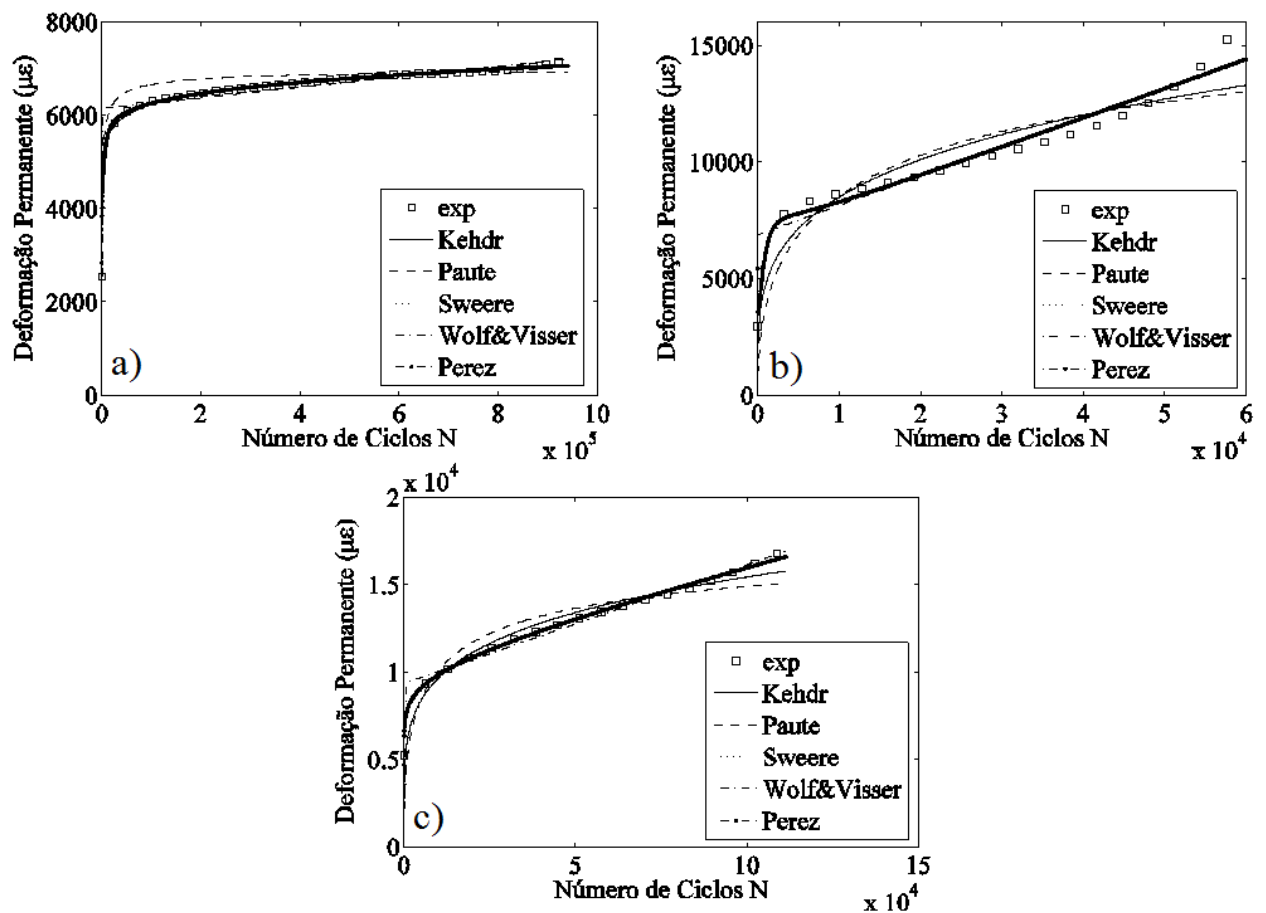


Figura 4-31. Previsão da deformação permanente do RCD, para uma umidade de 13,0% e uma relação de tensões: a) $\sigma_d/\sigma_3=2$; b) $\sigma_d/\sigma_3=6$; c) $\sigma_d/\sigma_3=8$.

Lekarp & Dawson (1998) simplificaram a previsão da deformação permanente empregando uma deformação de referência, $\epsilon_{1,p}(N_{ref})$. Na pesquisa desenvolvida pelos

autores, a deformação adotada para ajustar o modelo correspondeu a um número de ciclos de carga de referência (N_{ref}) de 20.000. Os autores notaram semelhanças nos dados experimentais e os dados previstos com o modelo. Eles concluíram que sob baixos níveis de tensão a deformação permanente cresce até atingir um equilíbrio. No caso dos níveis de tensão elevados, a deformação permanente se incrementa gradualmente deteriorando o material. O comportamento descrito por Lekarp & Dawson (1998) foi observado ao longo dos ensaios de deformação permanente aplicados sobre o RCD. O modelo de ajuste dos autores referidos foi empregado para prever as deformações permanentes do RCD. Contudo, a equação (2-10) não representou adequadamente os dados experimentais obtidos nesta pesquisa como pode ser observado na Figura 4-32.

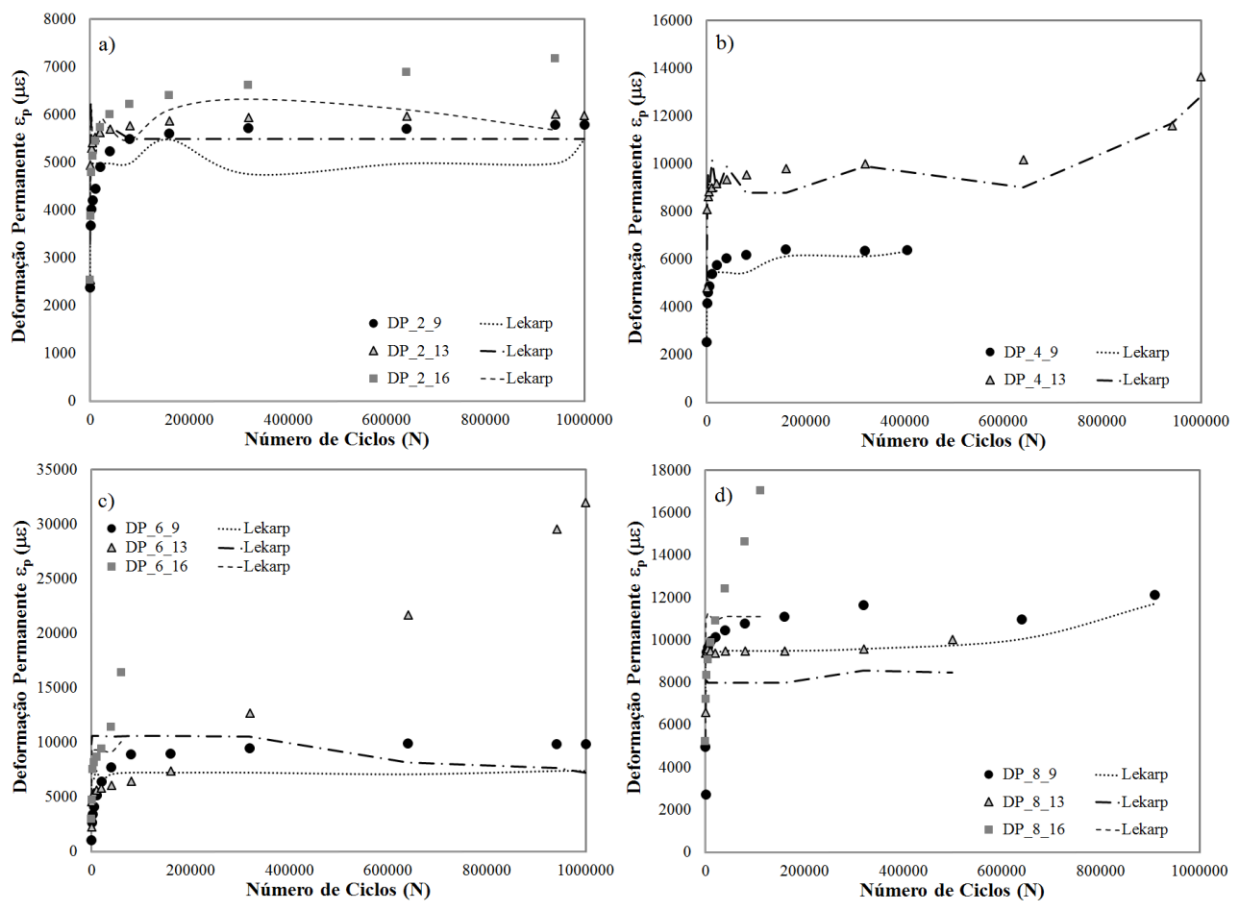


Figura 4-32. Previsão da deformação permanente do RCD desta pesquisa, empregando o modelo de Lekarp & Dawson (1998).

De forma geral, os dados experimentais são próximos aos modelos numéricos empregados. Contudo, os modelos em função do número de ciclos não conseguem prever os

incrementos súbitos da deformação quando a umidade e as tensões aumentam. De outro lado, o modelo proposto por Pérez *et al.* (2006) é o que melhor se ajusta às mudanças dos dados experimentais quando as variáveis umidade e relação de tensão aumentam isso foi comprovado mediante o coeficiente R^2 que foi próximo da unidade como mostrado na Tabela 4-9 e na Figura 4-33 onde pode-se observar adicionalmente a influência do teor de umidade na deformação permanente do material.

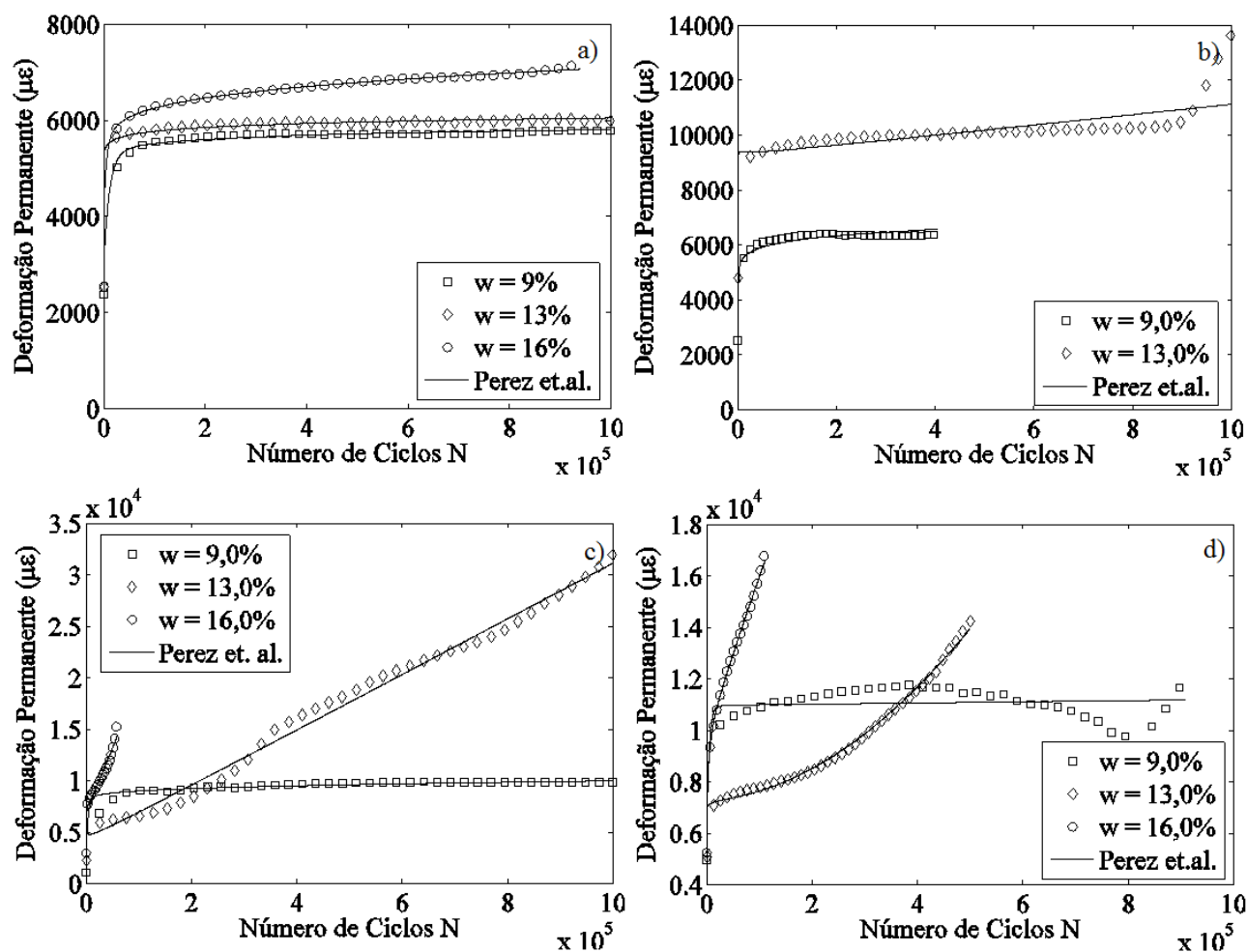


Figura 4-33. Deformação permanente do RCD ajustado com o modelo de Pérez *et al.* (2006):
 a) $\sigma_d/\sigma_3=2,0$; b) $\sigma_d/\sigma_3=4,0$; c) $\sigma_d/\sigma_3=6,0$; d) $\sigma_d/\sigma_3=8,0$.

Observando o comportamento dos dados experimentais é possível concluir que as deformações permanentes do RCD avaliado, tem um comportamento diferente segundo o nível de tensão aplicado e do teor de umidade do material. Em casos onde o nível de tensão foi baixo, o RCD atingiu uma deformação permanente constante e puramente elástica. Com

o aumento do nível de tensão, a deformação permanente acumulada cresceu rapidamente e em alguns casos, gerou o colapso nos corpos de prova ensaiados. Para todos os casos de tensão avaliados, o RCD apresentou adequadamente os diferentes estágios do *Shakedown* desenvolvidos por Werkmeister *et al.* (2001).

Com relação aos dados obtidos durante o ensaio de deformação permanente com o nível de tensão $\sigma_d/\sigma_3 = 8$ e 9,0% de umidade, se considerou que a partir dos 400.000 ciclos de carga os dados experimentais não refletem o comportamento real do material, uma vez que a deformação permanente é sempre crescente. Acredita-se que uma falha elétrica durante a execução do ensaio pode ter alterado os resultados.

A Tabela 4-9 apresenta os parâmetros de ajuste para cada modelo utilizado na previsão da deformação permanente do RCD estudado nesta pesquisa.

Tabela 4-9. Parâmetros de ajuste obtidos segundo o modelo de deformação permanente empregado.

		w=9,0%				w=13,0%				w=16,0%				Coefficiente
σ_a/σ_3		2	4	6	8	2	4	6	8	2	4	6	8	R ²
Khedr	<i>A</i>	3639,1504	3850,3481	8128,3052	9986,1940	4716,2846	5420,0089	-	529,9074	3308,2628	8128,3052	848,9850	1471,6346	0,73 – 0,98
Eq. (4-8)	<i>m</i>	-2,0350	-2,0407	-2,0150	-2,0080	-2,0178	-2,0492	-	-2,2368	-2,0550	-2,0150	-2,2500	-2,2041	
Paute	<i>A</i>	5923,7947	6623,6900	-	11220,1845	6026,9835	10680,7070	-	14216,7393	7077,8279	-	20403,2805	19133,7458	0,71 – 0,92
Eq. (4-9)	<i>D</i>	20,0000	19,9973	-	8,0610	8,6682	20,0000	-	200,0000	20,0000	-	139,3978	90,0000	
Sweere	<i>a</i>	3634,1262	3844,1471	1412,5375	9979,2982	4710,8579	5442,5196	-	537,6504	3309,0246	-	850,5503	1466,8983	0,73 – 0,98
Eq. (4-10)	<i>b</i>	0,0345	0,0408	0,1500	0,0079	0,0179	0,0489	-	0,2356	0,0549	-	0,2498	0,2044	
Wolf & Visser Eq. (4-11)	<i>m</i>	5485,2951	6052,0151	10000,0000	10680,7070	1,0009	9278,9749	-	6248,8486	6173,0529	-	3,8000	9347,5974	0,73 – 0,98
	<i>a</i>	0,0003	0,0006	0,0000	47,8079	0,9993	0,0060	-	1,6862	0,0007	-	-0,2494	0,0042	
	<i>b</i>	0,0004	0,0011	0,0000	0,0026	0,9982	0,0018	-	0,0134	0,0011	-	-0,8996	0,0679	
Perez et. al. Eq. (4-12)	<i>A</i>	2291,9229	1,0072	1000,0000	1,0072	1397,6551	4951,0806	3876,1449	-	2834,6536	-	5420,0089	3401,7313	0,85 – 0,99
	<i>B</i>	1,0849	1,0002	1,2589	1,0002	1,1156	0,9802	1,0610	-	1,1269	-	0,7263	1,2419	
	<i>C</i>	0,0000001	0,9840	0,0013	0,9840	0,0000001	0,0019	0,0250	-	0,0002	-	0,1290	0,0463	
	<i>D</i>	2068,7118	1,0081	5011,8723	1,0090	3354,2853	4797,3345	198,4266	-	1083,1784	-	5485,2951	1276,1449	
	<i>E</i>	0,0001	0,9929	0,0013	0,9947	0,0074	0,0018	0,000008	-	0,0002	-	0,0013	1380,3843	
Lekarp & Dawson Eq. (2-10)	<i>a</i>	0,9318	0,0016	0,0001	0,0010	1,0868	0,0213	33,6326	0,0002	2,9499	-	0,0001	0,00000034	0,27 – 0,89
	<i>b</i>	11,1577	17,2252	18,2815	12,8051	11,2784	13,4357	0,0000	14,5873	8,3425	-	17,8271	23,3755	

4.5. DEGRADAÇÃO DO RCD DEVIDO À QUEBRA DURANTE COMPACTAÇÃO OU APLICAÇÃO DE CARREGAMENTOS CÍCLICOS

Como se tem observado ao longo da apresentação de resultados, a energia de compactação empregada no processo de fabricação da base com RCD, influencia o comportamento mecânico e hidráulico desse material alternativo.

Com o intuito de dar continuidade à investigação de Gómez (2011), esta pesquisa verificou o dano que sofre o RCD em análise durante o processo de compactação e posterior ciclagem. Além disso, foi avaliada a alteração da forma do agregado reciclado mediante a técnica de análise digital de imagens, AIMS. Os resultados e análises dos mesmos serão apresentados nos itens a seguir.

4.5.1. Variação da curva granulométrica

Como descrito na metodologia, todos os ensaios aqui apresentados, se fizeram tendo como graduação inicial o limite superior da Faixa granulométrica C para base proposta na especificação de serviço DNIT-ES 141 (DNIT, 2010). Com base nela, foram calculadas as mudanças da curva granulométrica após o processo de compactação, e após os diferentes ensaios aplicados no RCD nesta pesquisa.

Gómez (2011) verificou a degradação RCD no processo de compactação, que aumentou com o incremento da energia aplicada. Porém, a quebra gerada durante esse processo melhorou o entrosamento do agregado reciclado e como descrito na referida pesquisa a forma dos grãos do RCD ficou mais cúbica. A Figura 4-34 apresenta as curvas granulométricas obtidas por Gómez (2011), durante os ensaios de compactação para o RCD.

Na pesquisa atual, as variações das curvas granulométricas do RCD após os ensaios de módulo de resiliência e deformação permanente também foram avaliadas. Na Figura 4-35 e Figura 4-37 pode-se observar o comportamento da graduação do RCD após a aplicação de 2000 ciclos de carga para o ensaio de M_R e um milhão de ciclos de carga no caso do ensaio de deformação permanente. Da mesma forma que na Figura 4-34, a variação da graduação do RCD é maior quando empregada a energia de compactação modificada (Figura 4-35). Contudo, quando comparadas às mudanças entre as frações que compõem a curva, se infere que a maior degradação é dada pelo processo de compactação e não pelos carregamentos aplicados nos diferentes ensaios.

Para visualizar melhor esse fato a Tabela 4-10 apresenta a variação dos diâmetros representativos do material após a compactação e quando submetido o RCD ao ensaio de módulo de resiliência e deformação permanente, todos os corpos de prova foram compactados no teor de umidade ótimo $w = 13,0\%$.

Tabela 4-10. Diâmetros representativos e porcentagem de finos no RCD.

Ensaio	D10	D30	D60	% Finos
RCD inicial	0,18	3,09	10,90	5,00
Fuller	0,13	1,64	7,87	7,00
Compactação PI	0,11	1,64	7,90	6,90
Compactação PM	0,10	1,21	8,17	6,00
M _R -PI	0,12	1,42	8,09	6,10
	0,11	1,36	7,70	7,00
	0,13	1,65	8,58	6,00
	0,12	1,53	8,55	6,50
	0,12	1,39	7,98	6,10
M _R -PM	0,10	1,21	8,17	6,00
	0,11	1,22	7,37	6,80
	0,12	1,29	7,50	6,00
	0,13	1,55	8,07	6,00
	0,12	1,34	7,83	6,20
DP-PM	0,11	1,27	8,14	7,20
	0,11	1,19	7,78	6,50
	0,11	1,25	7,75	7,10
	0,11	1,16	7,75	6,60
	0,11	1,17	7,84	6,40
	0,11	1,20	8,17	6,53
	0,11	1,19	7,40	6,59
	0,12	1,23	7,51	6,31
	0,12	1,23	7,95	6,80
	0,12	1,20	7,46	6,36
	0,12	1,21	7,30	6,05
0,12	1,13	6,98	5,67	

PI = Compactação na energia Proctor intermediária; PM = Compactação na energia Proctor modificada; M_R-PI = módulo de resiliência na energia Proctor intermediária; M_R-PM = módulo de resiliência na energia Proctor modificada e DP-PM = deformação permanente na energia Proctor modificada.

A Figura 4-35 também apresenta a granulometria da metodologia *Superpave* para o RCD desta pesquisa calculada segundo o ajuste *Fuller* dado pela relação:

$$P = 100\left(\frac{d}{D}\right)^n \quad (4-13)$$

sendo D o tamanho máximo do agregado identificado como uma peneira acima do tamanho máximo nominal, no caso avaliado $D = 25,4$ mm; d é o tamanho de agregado avaliado e n fator que garante a densidade da curva granulométrica no caso o fator empregado foi $n = 0,45$ recomendado pela *FHWA*; o tamanho máximo nominal do RCD foi definido em 19,05 mm.

Apesar da metodologia *Superpave* não ter sido desenvolvida para a camada de base, o ajuste Fuller foi empregado para determinar a granulometria de máxima densidade, na qual, o RCD aqui avaliado apresentaria o menor índice de vazios e por tanto o melhor arranjo possível para resistir carregamentos cíclicos.

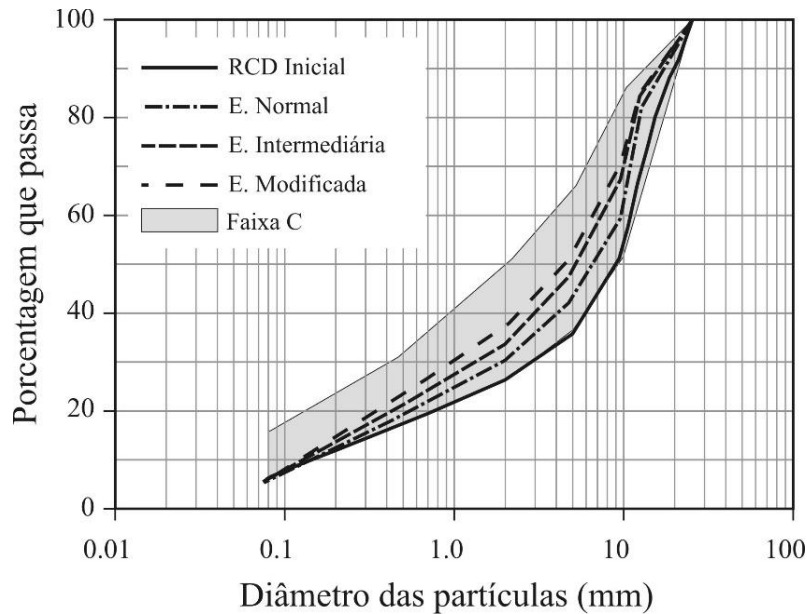


Figura 4-34. Variação da curva granulométrica após compactação, (Gómez, 2011).

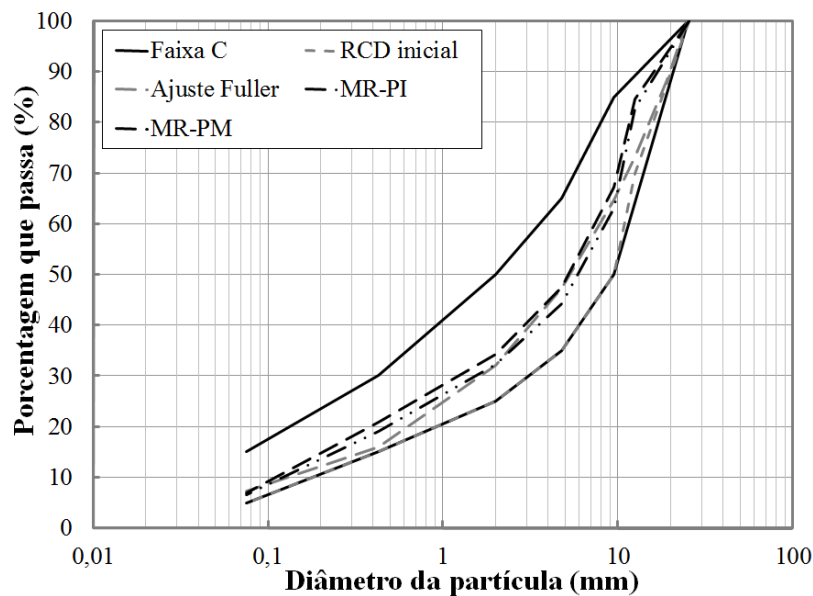


Figura 4-35. Variação da curva granulométrica após módulo de resiliência nas energias Proctor intermediária e modificada.

A metodologia *Superpave* determina pontos de controle dentro dos quais deve-se enquadrar a curva granulométrica do agregado, e adicionalmente restringe alguns tamanhos que poderiam danificar a densidade do material pela quantidade de finos presentes. A Figura 4-36 apresenta a graduação do RCD antes da compactação, após

compactado na energia intermediária e modificada e após ensaios de M_R na energia Proctor modificada. Para todos os casos o RCD se localiza dentro dos pontos de controle, mas, após os respectivos processos de compactação o RCD passa a se enquadrar de melhor forma dentro dos mesmos.

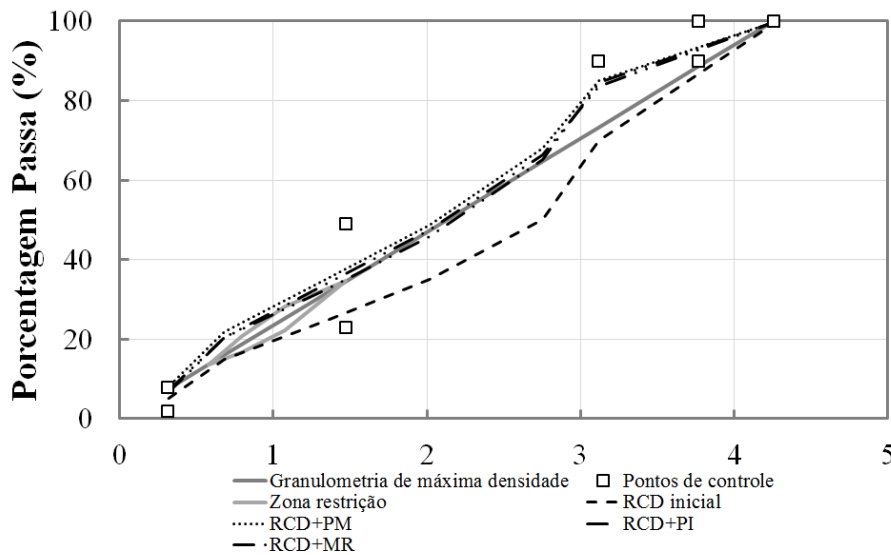


Figura 4-36. Representação gráfica da especificação *Superpave* para o RCD em análise.

A Figura 4-37 apresenta a variação da curva granulométrica após compactação na energia Proctor modificada e após a aplicação de um milhão de ciclos de carga para diferentes níveis de tensão e umidade.

Ao observar as curvas granulométricas do RCD em análise obtidas após os diferentes ensaios de deformação permanente não tiveram variações importantes motivo pelo qual todas as curvas se acumularam ao redor dos mesmos valores. Ao observar as porcentagens acumuladas em cada tamanho de grão, se observa que a maior variabilidade se dá nos tamanhos maiores, 12,5 mm devido ao processo de compactação. Esses grãos foram mais susceptíveis à degradação e as partículas menores passaram a se acumular nas peneiras de abertura menores como a N°200.

Como apresentado na revisão bibliográfica, além da umidade, o nível de tensão aplicada, a densidade, a forma do agregado e a quantidade de finos presente no material pode afetar o comportamento mecânico dos materiais granulares empregados na pavimentação. Diversos pesquisadores asseguram que acima de 10% de finos o agregado pode apresentar deformações permanentes maiores levando rapidamente ao colapso da estrutura (Nataatmadja, A., 2001; Pan *et al.*, 2006; Ba *et al.*, 2015; Soliman & Shalaby, 2015).

O incremento na porcentagem de finos no RCD foi avaliado e o resultado apresentado na Tabela 4-10, onde é possível observar que a curva granulométrica inicial do RCD tem apenas 5,0% de finos.

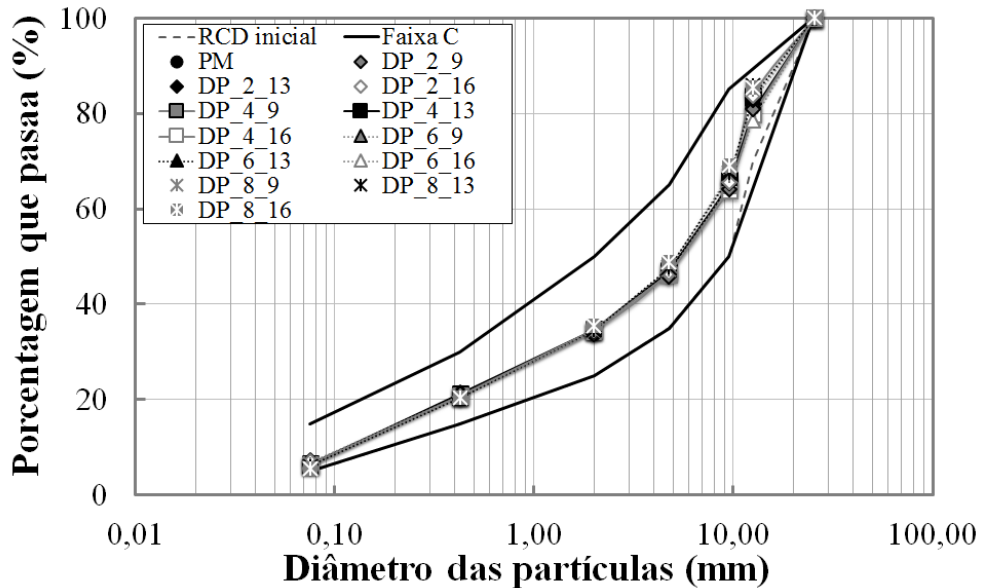


Figura 4-37. Comparação das curvas granulométricas do RCD após ensaios de deformação permanente.

Segundo a granulometria *Fuller* apresentada previamente, a porcentagem de finos ótima para a base construída com o RCD seria de 7,0%. Este valor as vezes foi atingido após o processo de compactação. Porém, esse teor de finos não alcança os 10,0% que se referem os autores. Todavia nesta pesquisa se assume que o teor de finos gerado durante o processo de compactação não afetou o comportamento mecânico do material avaliado. Uma análise de variância simples permitiu estabelecer que o teor de finos gerado durante o processo de compactação e após os ensaios de deformação permanente e módulo de resiliência é estatisticamente o mesmo, como apresentado na Tabela 4-11. A distribuição Fisher observada é inferior à distribuição Fisher crítica o que permite chegar a essa conclusão.

Uma análise mais detalhada da degradação do RCD foi possível mediante a aplicação da técnica de análise digital de imagens e posteriormente ao cálculo dos índices de quebra que permitiram quantificar quanto é a porcentagem de quebra do RCD em cada solitação aplicada.

Tabela 4-11. Análise estatística do incremento da porcentagem de finos segundo o ensaio aplicado.

RESUMO

Grupos	Contagem	Soma	Média	Variância
M _R -PI	6	38,5	6,4167	0,2057
M _R -PM	6	37,1	6,1833	0,0977
DF-PM	6	40,3279	6,7213	0,1154
DF-PM	6	37,7861	6,2977	0,1590

ANÁLISE DE VARIÂNCIA

Origem das variações	Soma dos quadrados	Graus de liberdade	Média dos quadrados	F	Probabilidade	Valor crítico para F
Entre grupos	0,9651	3	0,3217	2,2272	0,1164	3,0984
Dentro dos grupos	2,8888	20	0,1444			
Total	3,8539	23				

4.5.2. Avaliação da degradação por análise digital de imagens AIMS

Com essa técnica, foram avaliadas as propriedades de forma 2D, angularidade, esfericidade e textura do RCD. Com o intuito de comparar o efeito da compactação e dos carregamentos cíclicos sobre cada uma das propriedades acima referidas, fizeram-se testes sobre três amostras do agregado reciclado. A primeira amostra não tinha sido submetida à compactação ou carregamento. A segunda amostra foi compactada na energia intermediária e submetida ao ensaio de módulo de resiliência e a terceira foi compactada na energia modificada e submetida também aos carregamentos cíclicos do módulo resiliente.

Na Figura 4-38 ilustra-se a disposição das partículas de agregado antes do ensaio. As análises dos resultados se basearam nas observações feitas por Bessa (2012) para diferentes agregados naturais empregados em misturas asfálticas.

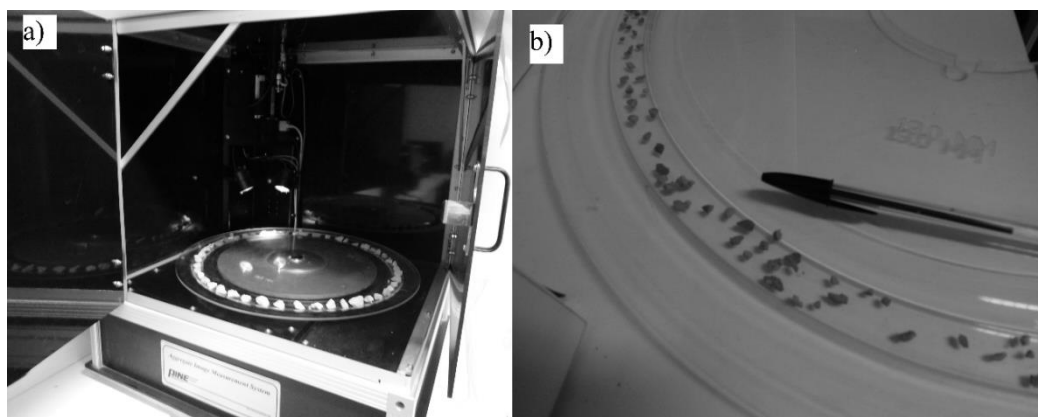


Figura 4-38. Montagem do agregado em análise no AIMS. a) agregado graúdo, b) agregado miúdo.

A Tabela 4-12 apresenta a classificação do RCD avaliado em relação a cada propriedade, levando em consideração as médias obtidas para cada condição de ensaio e a curva granulométrica total do material ensaiado. Cabe lembrar que para cada ensaio foram utilizadas, pelo menos, 50 partículas de agregados graúdos e 150 partículas de agregados miúdos, em cada fração de agregado requerida.

Em relação aos parâmetros de forma 2D e de angularidade, é possível perceber que para as três condições de ensaio, a classificação do material é a mesma, ou seja, uma forma circular moderada (semicircular) e uma angularidade moderada (sub-arredondada). Desta maneira, pode-se dizer que o processo de compactação e ou ciclagem do RCD não influencia esses dois parâmetros significativamente. Acredita-se que o processo de britagem empregado foi o fator mais importante para determinar essas características.

Tabela 4-12. Classificação do RCD segundo as propriedades de forma, angularidade, esfericidade e textura.

Condição RCD-R	Propriedade Avaliada							
	Forma 2D (miúdo)	%	Esfericidade (graúdo)	%	Angularidade (graúdo + miúdo)	%	Textura superficial (graúdo)	%
Sem compactação	Moderada (6,5 – 8,0)	33,45	Alta (0,6 – 0,8)	68,24	Moderada (2.100 – 3.975)	53,12	Moderada (200 - 500)	66,00
Compactado PI + M _R	Moderada (6,5 – 8,0)	32,16	Alta (0,6 – 0,8)	72,48	Moderada (2.100 – 3.975)	53,58	Suave (≤ 200)	62,67
Compactado PM + M _R	Moderada (6,5 – 8,0)	32,23	Alta (0,6 – 0,8)	72,48	Moderada (2.100 – 3.975)	57,05	Suave (≤ 200)	62,67

No caso da esfericidade, as três amostras apresentaram a mesma classificação para essa propriedade, indicando que o RCD avaliado é altamente esférico, ou seja, que sua forma é aproximadamente cúbica, o qual é conveniente para um agregado que pode ser empregado em pavimentação. Com relação à textura superficial, observa-se que no caso do RCD que não passou pelo processo de compactação e ciclagem, a textura é moderadamente rugosa. Já o material que passou pelo processo de compactação e ciclagem teve a textura suavizada. É possível que durante a ciclagem o atrito entre os grãos resulte no polimento dos mesmos gerando no material uma degradação por abrasão e não por quebra.

A Tabela 4-13 apresenta, de forma resumida, os resultados obtidos levando em consideração os parâmetros estatísticos: média, desvio padrão e coeficiente de variação (CV), para cada condição de ensaio avaliada. Como na Tabela 4-12, os parâmetros

estatísticos foram calculados considerando a distribuição granulométrica completa de cada agregado estudado. Em relação à forma, é importante ressaltar que as médias obtidas são praticamente iguais nos três casos analisados. Nos resultados referentes à esfericidade, nota-se que a média dos três testes foram similares, classificando o material em análise com alta esfericidade (cubicidade). De forma geral, os CV calculados, para os diferentes parâmetros e condições de ensaios avaliados, são pequenos ($< 0,5$) para todos os casos. Portanto, a média representa adequadamente o conjunto de dados obtidos mediante os ensaios.

Tabela 4-13. Parâmetros estatísticos obtidos a partir dos ensaios.

Propriedade	Condição de ensaio	Número de partículas	Média	Desvio padrão	CV (%)
Forma 2D (miúdo)	Sem compactação	909	7,90	2,194	0,278
	Comp. E.I. + M _R	910	7,74	2,123	0,274
	Comp. E.M. + M _R	913	7,56	1,877	0,248
Esfericidade (graúdo)	Sem compactação	150	0,66	0,095	0,144
	Comp. E.I. + M _R	150	0,69	0,090	0,129
	Comp. E.M. + M _R	150	0,71	0,092	0,129
Angularidade (graúdo + miúdo)	Sem compactação	1.059	3.588,14	1.308,053	0,365
	Comp. E.I. + M _R	1.060	3.376,31	1.275,540	0,378
	Comp. E.M. + M _R	1.063	3.503,63	1.283,653	0,366
Textura superficial (graúdo)	Sem compactação	150	270,76	126,545	0,467
	Comp. E.I. + M _R	150	195,39	80,056	0,410
	Comp. E.M. + M _R	150	191,17	94,599	0,495

Os valores de índice de forma para o RCD foram calculados por Gómez (2011), mediante a metodologia de crivos redutores com base na norma DNER-ME 086/94 (DNER, 1994). Os ensaios foram realizados em amostras de agregado reciclado, antes e depois dos ensaios de compactação, nas energias intermediária e modificada. Antes da compactação, o valor de índice de forma foi $f = 0,9$ e após a compactação, o valor caiu para $f = 0,8$, independentemente da energia empregada. Embora o material apresente um valor menor após os ensaios, pode-se concluir que o RCD em análise tem uma cubicidade satisfatória. Segundo Bernucci *et. al.* (2008), o limite superior para o índice avaliado é $f = 1,0$ quando o material possui uma ótima cubicidade e, $f = 0,0$ quando o material é lamelar. Segundo a metodologia *Superpave*, o valor aceitável é $f = 0,5$ para agregados, esse valor é amplamente superado pelo material avaliado. O parâmetro da metodologia AIMS, associado à forma do agregado é a esfericidade.

A Tabela 4-12 mostrou que, aproximadamente, 70% do RCD em análise possui uma forma esférica alta, ou seja, aproxima-se às partículas de forma cúbica em sua grande

maioria, independentemente da condição de ensaio. Esses resultados confirmam os valores de índice de forma, comentados no parágrafo acima e são apresentados de forma gráfica na Figura 4-39. Cada fração de agregado graúdo avaliado representa uma curva de distribuição em função da energia de compactação utilizada, da seguinte maneira: antes da compactação (AC), na energia Proctor modificada (PM) e na energia Proctor intermediária (PI). O gráfico mostra que a compactação altera a forma das partículas de agregado graúdo, porém, essa alteração se manifesta em agregados mais cúbicos. Para facilitar a visualização do fenômeno descrito acima, a Figura 4-39 apresenta apenas a fração correspondente a 9,5 mm. Uma outra forma de obter a cubicidade do RCD é por meio do ensaio de partículas alongadas/achatadas.

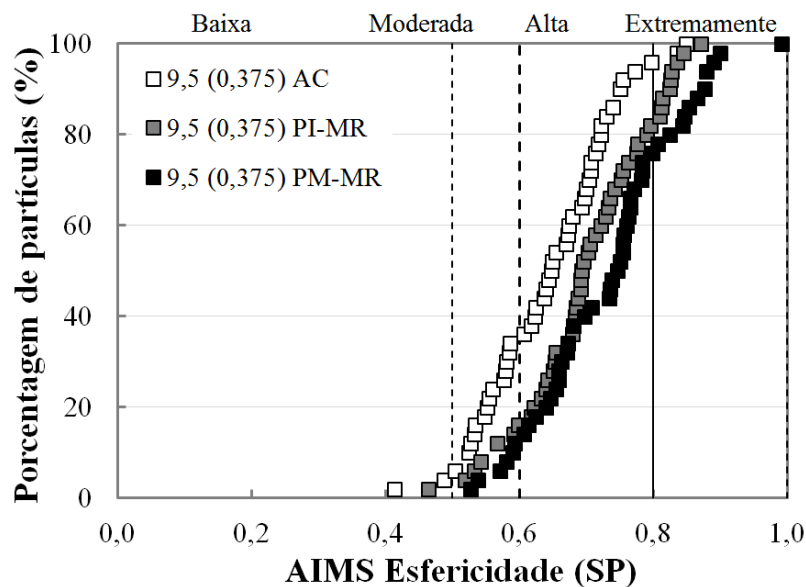


Figura 4-39. Distribuição da esfericidade (cubicidade) do RCD para cada tamanho de agregado graúdo analisado, considerando o efeito da compactação.

Conforme Souza (2013), como critério para o uso dos agregados, as especificações *Superpave* estabelecem que as partículas alongadas e achatadas, indesejáveis para uso, são aquelas que apresentam porcentagem em massa de agregado graúdo, com razão entre suas dimensões máxima e mínima, valores maiores ou iguais a cinco. Dessa maneira, como descreveram Bernucci *et.al.* (2008), deve-se garantir que ocorra um limite máximo de 10% de agregados achatados/alongados na produção de misturas asfálticas para pavimentos com volume de tráfego médio a alto ($N > \times 10^6$).

A Figura 4-40a apresenta a relação de partículas alongadas/achatadas do RCD empregado nesta pesquisa, antes de passar pelo processo de compactação para a fração correspondente à 12,5 mm.

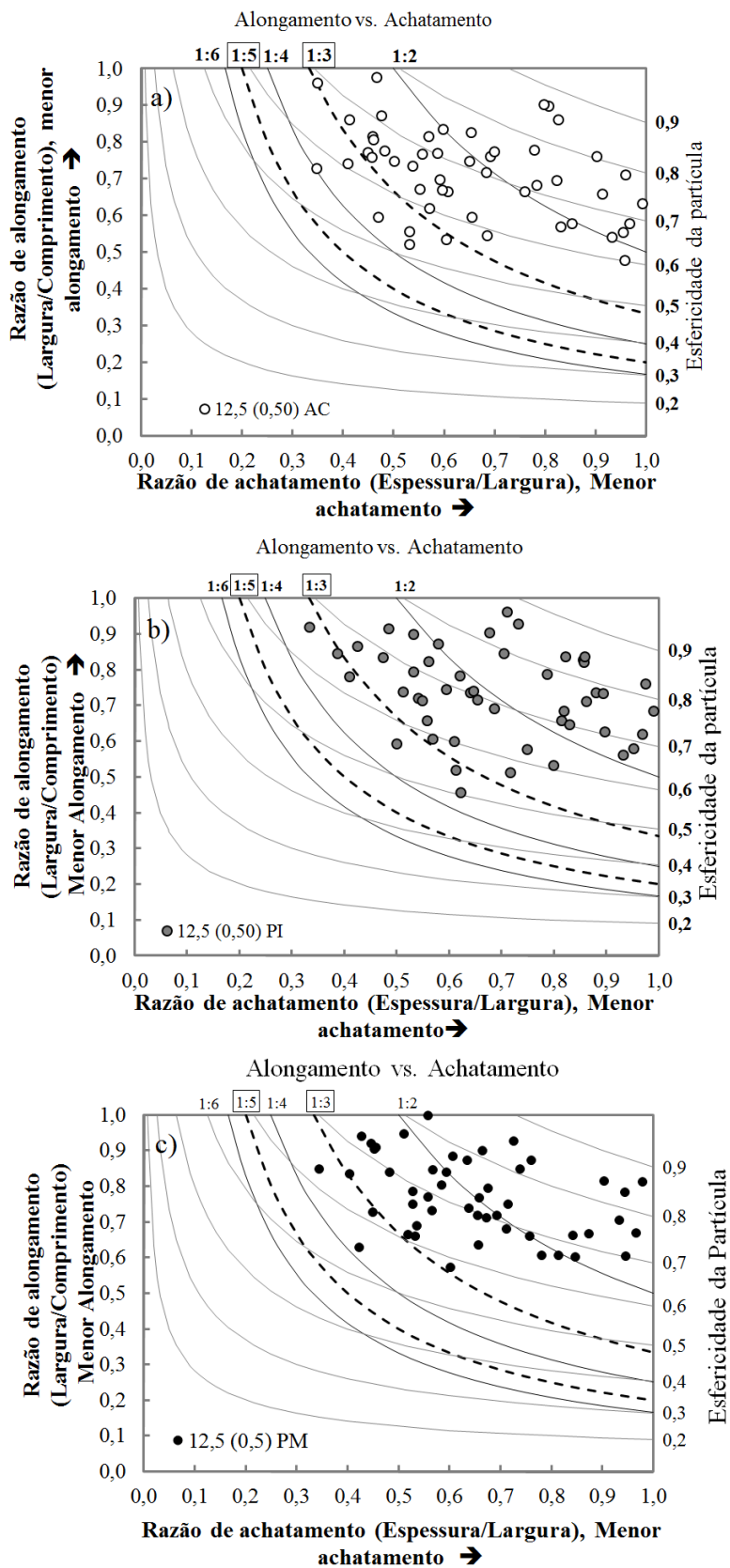


Figura 4-40. Razões de alongamento e achatamento do RCD: a) antes da compactação (AC), b) Proctor intermediária (PI+M_R), Proctor modificada (PM+M_R).

Ainda na Figura 4-40a é possível concluir que as razões do agregado reciclado analisado são menores do que 1:5, o que é desejável. Para todas as condições de ensaio avaliadas, o RCD teve menos de 10% de partículas alongadas/achatadas.

Os resultados gráficos, que se apresentam na Figura 4-40b e na Figura 4-40c, ilustram a variação da razão alongamento/achatamento com relação a energia de compactação empregada. Observa-se que quando o material é compactado, a relação passa de 1:5 para 1:4, o que indica que o processo de compactação melhora a cubicidade do agregado reciclado em estudo. Em termos de porcentagens, indica que antes da compactação o RCD tinha 68% de partículas com alta cubicidade e após o processo de compactação e ciclagem houve um aumento de 4,5%, incrementando a sua cubicidade para 72,5%. As figuras apresentam apenas os resultados para o tamanho de agregado correspondente a 12,5 mm. O fato de obter partículas equidimensionais ou cúbicas se traduz em materiais com melhor comportamento mecânico, que podem trazer benefícios ao se empregar como material para camada granular do pavimento.

4.5.3. Índices de quebra

Gómez (2011) obteve as curvas granulométricas do RCD após a realização de ensaios de compactação, CBR, e módulo de resiliência. A autora calculou os índices de quebra propostos por Marsal e pelo DNER B_g , e ID_p respectivamente. Com base nos dados obtidos por Gómez, (2011) foram calculados os índices de quebra propostos por Hardin (1985); Lade *et al.* (1996) e Lee, & Farhoomand (1967) como observado na Figura 4-41.

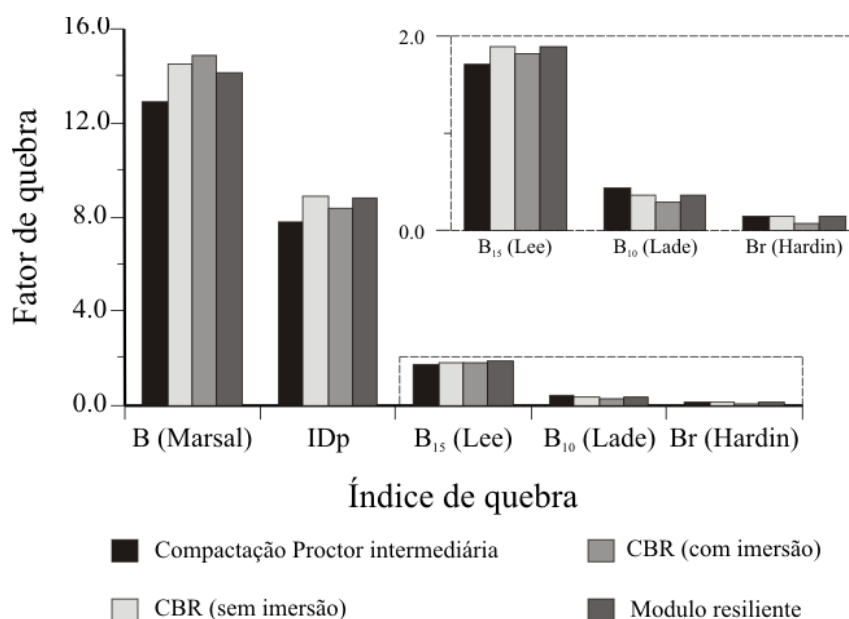


Figura 4-41. Índices de quebra obtidos em diferentes ensaios mecânicos dados tomados de Gómez (2011).

Os índices de quebra ID_p , obtidos em diferentes condições de compactação, variaram entre 6 e 12%. Segundo as especificações brasileiras, os agregados naturais como a brita não podem apresentar um ID_p superior a 6%. No entanto, não fazem referência a agregados reciclados, onde a heterogeneidade do material e a presença de cerâmicos pouco resistentes a impactos, aumentam as possibilidades de quebra do agregado.

Em relação aos índices de quebra obtidos por Gómez (2011) apresentados na Figura 4-41 verificou-se que a degradação do RCD se apresenta em maior proporção durante a compactação, e essa deterioração aumenta segundo os carregamentos aplicados. Contudo, a maior degradação é gerada durante a compactação e não durante os carregamentos repetidos como apresentado na Figura 4-35 e na Figura 4-36.

Na Figura 4-41 observa-se uma ampla diferença de valores devido à disparidade entre as metodologias de cálculo adotadas. Porém, os fatores de quebra ID_p (DNER), B_{15} (Lee), e B_r (Hardin) apresentam a mesma tendência. Após a compactação, o CBR sem imersão incrementou a quebra do RCD devido à aplicação do carregamento estático próprio do ensaio. No caso do CBR imerso, a quebra diminuiu, sendo atribuída essa mudança ao endurecimento dos materiais cimentícios. De outro lado, nos carregamentos cíclicos, os valores de quebra obtidos aumentaram em relação à compactação e ao CBR sem imersão (Gómez *et al.*, 2011).

Os efeitos da umidade e da energia de compactação podem ser analisados de melhor forma, ao se calcular os índices de degradação Marsal (B_g) para as energias Proctor intermediária e modificada. A Figura 4-42 apresenta as linhas de igual degradação (iso- B_g). Nota-se que um incremento na energia de compactação equivale a um incremento no índice de degradação e o mesmo parâmetro decresce com o incremento do teor de umidade, indicado pela seta da figura referida.

Devido à variação entre as diferentes metodologias apresentadas nas Figuras 4-41 e 4-43, a pesquisa atual centrou as análises da degradação do RCD apenas nos resultados dos índices de quebra B_g proposto por Marsal (1973). Esse processo considera a variação de todas as frações empregadas nos diferentes testes. Além disso, em pesquisas recentes como as desenvolvidas por Indraratna & Salim (2002); Salim & Indraratna (2004); Indraratna & Lackenby (2005) consideram que o método é o indicado para avaliar a degradação em diferentes materiais granulares pela simplicidade de cálculo e a possibilidade de avaliar cada fração envolvida.

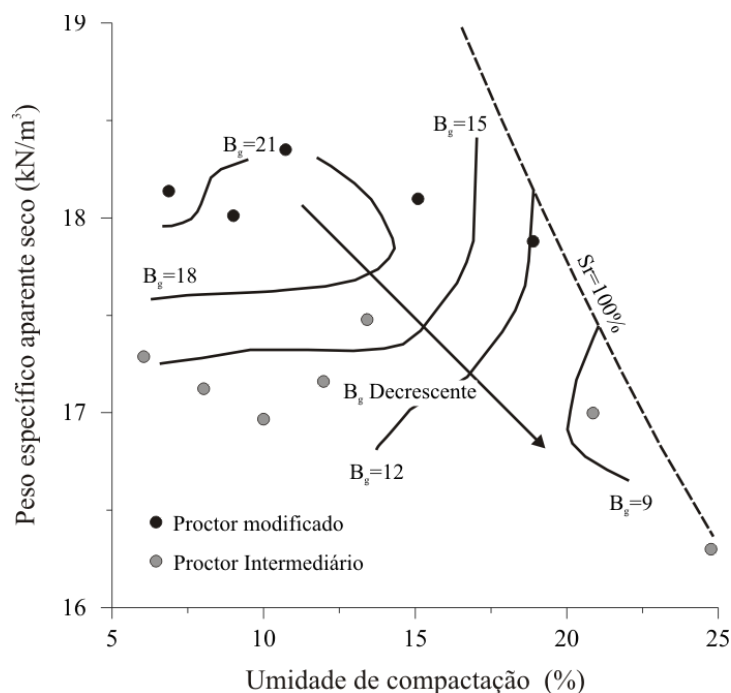


Figura 4-42. Iso-linhas de degradação segundo a energia de compactação e o teor de umidade (Gómez *et al.*, 2013).

- **Índices de quebra após ensaios de módulo de resiliência**

As análises granulométricas se fizeram uma vez finalizados os ensaios de módulo de resiliência. Os resultados apresentados correspondem à média obtida a partir de três ensaios de módulo de resiliente realizados para cada condição de cura e compactação. A Figura 4-43 apresenta os índices de quebra das condições avaliadas. Os valores dos diferentes índices deixam em evidência que a maior energia de compactação aumenta o índice de quebra no RCD. Os índices de cura de Lee & Farhoomand (1967); Hardin (1985) e Lade *et al.* (1996) apresentados na Figura 4-43 não consideram a variação da curva granulométrica para todas as frações, não foram considerados nas análises.

A Tabela 4-14 apresenta de forma resumida os valores dos índices de quebra calculados para as condições de ensaio propostas. Comparando-se os valores de quebra obtidos depois dos ensaios de módulo de resiliência da pesquisa atual com os da pesquisa de Gómez (2011), observa-se um comportamento similar. Porém, existe alguma dispersão nos dados que pode ser atribuída à heterogeneidade do material, já que para o cálculo da degradação por quebra, foi considerada só a variação da curva granulométrica e não foi controlada a porcentagem em massa de cada material constituinte do RCD.

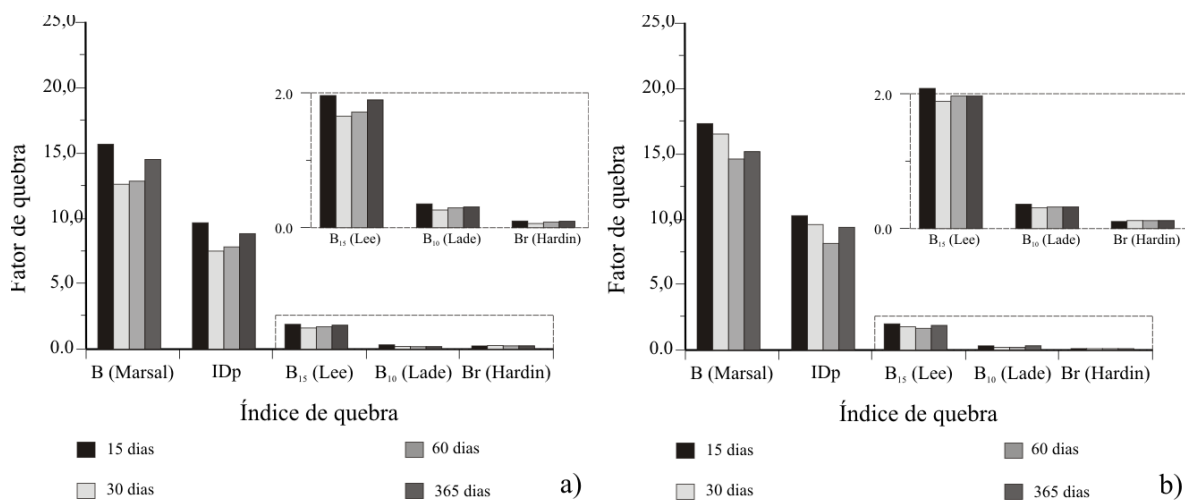


Figura 4-43. Índices de quebra após ensaios de módulo resiliente variando o tempo de cura: a) energia Proctor intermediária; b) energia Proctor modificada.

Tabela 4-14. Índices de quebra para diferentes energias de compactação e períodos de cura

Tempo de cura (dias)	Energia Intermediária					Energia Modificada				
	B_g (Marsal)	ID _p	B ₁₅ (Lee)	B ₁₀ (Lade)	B _r (Hardin)	B_g (Marsal)	ID _p	B ₁₅ (Lee)	B ₁₀ (Lade)	B _r (Hardin)
15	15,8	9,7	2,01	0,37	0,12	17,2	10,2	2,07	0,38	0,12
30	12,7	7,5	1,69	0,28	0,03	16,4	9,5	1,88	0,31	0,2
60	13,0	8,0	1,76	0,31	0,10	14,6	8,2	1,66	0,26	0,10
365	14,6	8,9	1,94	0,32	0,11	15,2	9,4	1,97	0,34	0,12

- **Índices de quebra após ensaios de deformação permanente**

Os índices foram calculados a partir das curvas granulométricas obtidas logo após submeter o RCD a carregamentos cíclicos, com diferentes níveis de tensão e umidade, como descritos no ensaio de deformação permanente. A Figura 4-44 apresenta os índices de quebra segundo a umidade e o nível de tensão aplicado.

O B_g de referência foi definido nesta pesquisa como o índice obtido após compactar o RCD na energia Proctor modificada, na umidade ótima. Os corpos de prova dos ensaios DP, foram compactados nessa condição. Esperava-se que todos os índices de quebra após os ensaios de deformação permanente fossem maiores do que o valor de referência o que não aconteceu.

Dois comportamentos foram evidenciados: o primeiro associado aos ensaios DP_2 e DP_8 onde os números 2 e 8 correspondem a relação de tensão aplicada; o segundo para os ensaios DP_4 e DP_6. Nos dois primeiros se observa que ao se incrementar a umidade do ensaio o índice de quebra aumenta, sendo contrário ao comportamento observado durante a pesquisa de Gómez, (2011) na qual os teores baixos de umidade ($w = 9,0\%$)

apresentavam altos valores de quebra e teores altos de umidade ($w = 19,0\%$) apresentaram os menores índices B_g . Os dois ensaios seguintes, DP_4 e DP_6, tiveram o último comportamento descrito o qual foi também observado por Gómez (2011). Devido ao desempenho aleatório dos índices calculados, não foi possível ajustar a degradação do RCD em uma função que permita prever o seu comportamento.

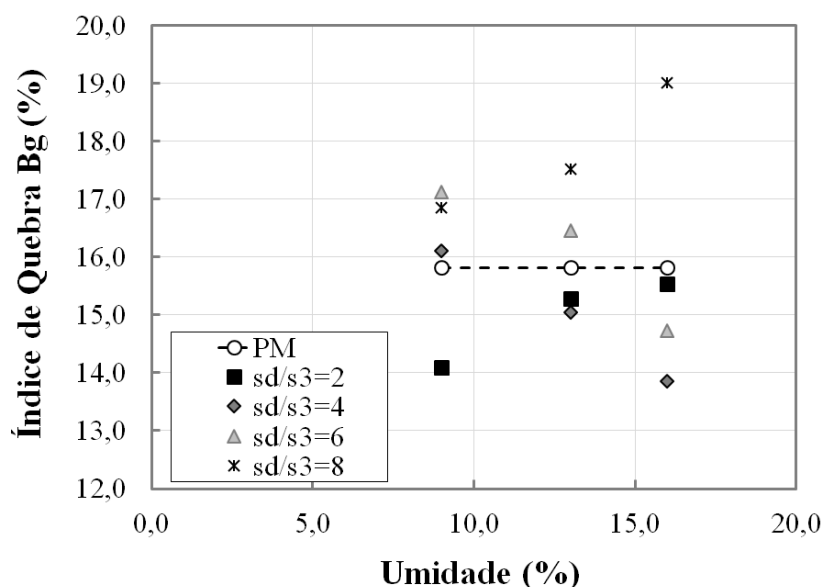


Figura 4-44. Variabilidade dos índices de quebra B_g para níveis de tensão e umidade diferentes.

A Figura 4-45 apresenta o resumo dos índices de quebra obtidos para cada ensaio aplicado no RCD. A linha pontilhada representa o B_g de referência correspondente à condição compactado na umidade ótima com a energia do Proctor modificado. Os índices de quebra apresentados na figura correspondem a amostras compactadas na mesma condição. Esperava-se que o fator de quebra B_g para esses ensaios tivessem um valor superior ou pelo menos da mesma magnitude ao da referência o que aconteceu apenas nos ensaios DP_6, DP_8 e MR15. Essas diferenças poderiam estar associadas à ausência de controle na quantidade de materiais cerâmicos brancos e vermelhos os quais pela sua natureza são mais susceptíveis a sofrer quebras por impacto. Pesquisas futuras poderiam estudar o efeito de diferentes porcentagens desses cerâmicos na degradação por impacto no RCD.

Com o intuito de estabelecer se os índices de quebra obtidos apresentavam diferenças significativas, foi aplicado um teste ANOVA. A hipótese nula adotada foi que todos os índices de quebra calculados correspondem ao mesmo espaço amostral e independem do nível de tensão, do teor de umidade e da quantidade de ciclos de carga aplicada. Apesar

de existirem diferenças entre os valores calculados, o teste de hipótese foi aceito uma vez que o valor de F observado foi inferior ao valor do F crítico mostrado na Tabela 4-15.

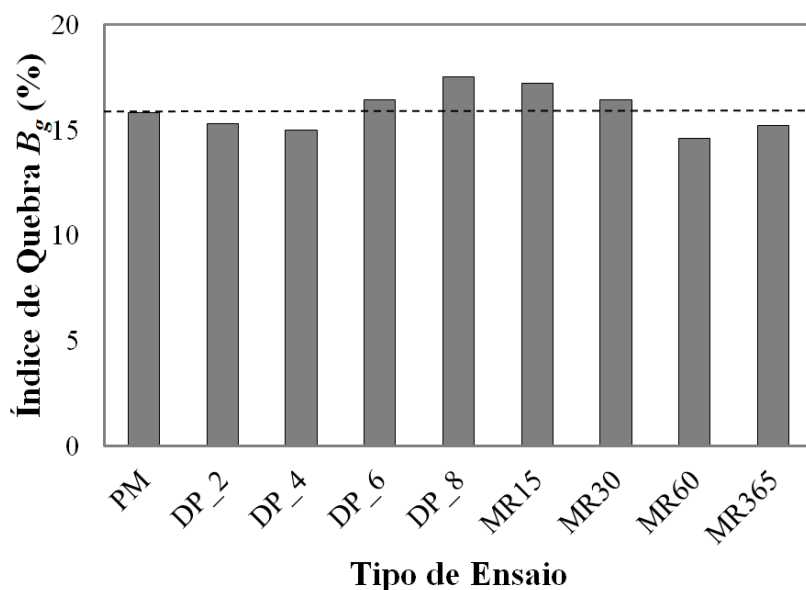


Figura 4-45. Variação do índice de quebra segundo o ensaio aplicado para umidade constante de 13,0%.

Tabela 4-15. Análise de variância considerando que os índices de quebra são iguais sem importar o ensaio aplicado no RCD.

RESUMO

Grupos	Contagem	Soma	Média	Variância
Fila 1	3	48,6	16,2	0,12
Fila 2	3	47,4	15,8	2,29
Fila 3	3	47,4	15,8	1,48

ANÁLISE DE VARIÂNCIA

Origem das variações	Soma dos quadrados	Graus de liberdade	Média dos quadrados	F	Probabilidade	Valor crítico para F
Entre grupos	0,32	2	0,16	0,1233	0,8861	5,1432
Dentro dos grupos	7,78	6	1,2966			
Total	8,1	8				

4.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

No percurso do capítulo foram apresentados os resultados obtidos mediante a aplicação de ensaios de laboratório, as análises e os ajustes empregados segundo a variável avaliada. A seguir são apresentados os pontos mais relevantes.

Módulo de resiliência

Os M_R obtidos para a energia intermediária (Figura 4-1a) variam entre 60 kPa e 450 kPa. Essas variações estão associadas aos níveis de tensão aplicados durante o ensaio sendo que para um acréscimo na relação de tensões σ_d/σ_3 existe um incremento no módulo de

resiliência do material. Os valores de módulo resiliente dependem do período de cura ao qual tenha sido submetido o material. Isso é, para um período de cura curto (15 dias) os módulos variaram entre 50 MPa e 250 MPa, mas para um período de cura de um ano, os módulos oscilaram entre 200 MPa e 450 MPa.

No caso do RCD estudado, os módulos de resiliência mudaram com o tempo de cura. Os maiores módulos foram obtidos após um ano de cura. Porém, a umidade de compactação caiu de 13 para 11%, durante esse período pelo que os valores dos M_R podem ter sido afetados favoravelmente pela variação no teor de umidade. Durante os primeiros dois meses de cura, o teor de umidade manteve-se constante o incremento no M_R foi atribuído à presença de cimento hidratado durante a cura.

Os ensaios mostraram que existem diferenças importantes no módulo de resiliência segundo a energia de compactação utilizada. Em todos os casos, os M_R foram incrementados com o aumento das tensões volumétrica e octaédrica. Esse efeito permite que o parâmetro k_3 do modelo Universal de Uzan, (1985) seja positivo o que, segundo Garnica *et. al.* (2001) é normal para os materiais granulares.

O parâmetro k_1 que é associado ao módulo de Young foi a variável que mais sofreu com a mudança da energia de compactação. Quando a energia de compactação modificada foi empregada, os parâmetros k_1 foram maiores.

O incremento do teor de umidade no corpo de prova da umidade ótima (13%) para o teor de umidade próximo à saturação (16,0%) gerou quedas significativas no módulo de resiliência, pelo que é possível concluir que o RCD deste estudo é susceptível às mudanças de sucção.

O modelo Universal, (Uzan, 1985), que foi empregado para a previsão do módulo de resiliência, leva em consideração as tensões volumétricas e desvio octaédrica as quais por sua vez afetam os valores de módulo, dependendo da energia de compactação empregada. A energia promove a quebra do RCD, porém, a granulometria resultante se aproxima a curva granulométrica Fuller (ótima). Essas observações permitem concluir que o modelo Universal considera, mas, de forma indireta a degradação ou quebra do RCD durante a compactação.

Características de retenção de água

As umidades de compactação selecionadas para a avaliação do comportamento hidráulico do RCD a partir das WRC obedecem a três condições específicas. A umidade de 9,0% é

próxima à absorção do material. A umidade de 13% foi estimada como a umidade ótima já que para todos os testes desenvolvidos nesta pesquisa o RCD apresentou o melhor comportamento neste teor de umidade. Os 17% de umidade garantiu um grau de saturação superior ou igual ao 97%. Foi possível estabelecer também o comportamento hidromecânico para três estágios: seco, úmido e saturado.

As curvas de retenção de água obtidas para as energias de compactação e umidade avaliadas, mostraram mudanças na sua forma. Devido a estas mudanças foi possível identificar a presença vários pontos com fortes variações na retenção de água quando há um incremento na sucção. A curva de retenção de água do RCD é então multimodal.

A partir das curvas de retenção de água (WRC) foi possível definir as curvas de armazenamento de ar. Ao derivar essas últimas foram obtidas as curvas de distribuição de poros do RCD por meio das quais foi possível determinar a presença de três poros dominantes. Os poros maiores, com diâmetro aproximado de 113 e 180 μm relacionados as energias intermediária e modificada, respectivamente, correspondem aos vazios entre os grãos grossos de agregado de calcário e os grãos do tamanho areia do RCD. Os poros intermediários, com um diâmetro cerca de 3 e 5 μm , correspondem aos vazios nas partículas mais finas (tamanhos correspondentes a silte e argila) presentes no RCD. Os poros pequenos (0,03 μm) correspondem aos espaços vazios no interior da argamassa ou mesmo dentro dos grãos de agregado de calcário empregados para a fabricação de concreto de cimento Portland.

A diferença das pesquisas de Gupta *et al.* (2009); Zapata *et al.* (2009); Rahardjo *et al.* (2011) onde a sucção dos materiais granulares foi ajustada por meio dos modelos propostos por Fredlund & Xing (1994), neste trabalho foi empregada a relação de ajuste proposta por Durner (1994) com a função de van Genuchten (1980) apresentada na equação (2-19). O motivo do uso da equação referida foi a forma multimodal da curva de retenção de água do RCD.

Os valores de entrada de ar (AEV) foram determinados a partir dos pontos de inflexão das WRC. Os AEV associados aos três modos mencionados previamente encontram-se entre 1,0 e 5,0 kPa para poros grandes; oscila entre 50 e 100 kPa para poros intermediários e 4000 kPa para os poros menores. Esse último valor de entrada de ar foi fixo para todos os ensaios, indicando que nos poros menores presentes no RCD, não há influência da umidade nem da energia de compactação empregada.

Nos pontos que correspondem a energia Proctor modificada (PM) foi possível observar o efeito da umidade de compactação na WRC. O valor de entrada de ar do modo macroporoso cresce com a umidade de compactação, sendo mais evidente de variações de umidade de 9,0% para 17,0%. O efeito da energia de compactação na variável e_w também é perceptível.

Deformação permanente

As condições de umidade dos ensaios foram definidas a partir das WRC para isso as amostras compactadas no teor de umidade ótima (13%) foram saturadas por gotejamento e logo após secas ao ar até atingir as massas correspondentes para 9 e 16% de umidade.

As relações de tensão σ_d/σ_3 variaram de 2 para 8. Porém, a tensão de confinamento foi a mesma para todos os ensaios, $\sigma_3 = 60$ kPa. As tensões desvio aplicadas a cada ensaio adotaram valores entre 210 e 550 kPa.

A relação entre a deformação axial permanente acumulada (ϵ_p), a relação cisalhante máxima $(q/p)_{\max}$ e a magnitude da trajetória de tensões (L) foi estabelecida mediante a regra da quadratura apresentada por Green (2001). A deformação permanente aumentou com o comprimento da trajetória de tensão aplicada e atingiu um ponto máximo como resultado da dissipação da energia na histerese gerada durante o processo de carga e descarga. O ciclo de histerese teve uma largura menor com o incremento dos carregamentos.

Segundo o observado durante os ensaios de deformação permanente é possível concluir que o RCD é susceptível às variações nas relações de tensão. Quando o teor de umidade foi $w = 9,0\%$; em níveis baixos de tensão, valores entre $(2 \leq \sigma_d/\sigma_3 \leq 4)$, a deformação permanente atingiu uma taxa de deformação constante na qual o RCD não acumulou mais deformação e se tornou elástica. Para relações de tensão intermediárias $(4 < \sigma_d/\sigma_3 \leq 6)$ a deformação permanente continua a crescer, mas a uma taxa incremental aparentemente constante. Já para as relações de tensão altas $(6 \leq \sigma_d/\sigma_3 \leq 8)$, as deformações permanentes permanecem sempre crescentes e levam a estrutura ao colapso, relações de tensão acima de 8, não foram avaliadas nesta pesquisa. Esse comportamento foi variável dependendo da umidade do ensaio.

Os ensaios mostraram que o RCD é sensível às variações de tensão e umidade. Quanto maiores as tensões e as umidades aplicadas, pior foi a resposta mecânica do material que aumentou consideravelmente com o incremento do número de ciclos. Os corpos de prova

onde a umidade de ensaio foi 16% não completaram a sequência de ciclos projetada e, com exceção da relação de tensões $\sigma_d/\sigma_3 = 2$, romperam.

A teoria do *Shakedown* foi adotada para explicar o comportamento da deformação permanente do RCD. A teoria define três estágios de deformação, sendo eles: *Shakedown* plástico; *creep* plástico e colapso incremental. Segundo os resultados de deformação obtidos, o *Shakedown* plástico no RCD pode apresentar-se em níveis de tensão baixos, $\sigma_d/\sigma_3 = 2$, sem aparente influência da umidade. Para todos os ensaios feitos nessa relação de tensão, a resposta à deformação permanente foi plástica para um número finito de ciclos de carga ($N = 50.000$). Logo após o processo de post-compactação, a resposta ao processo de ciclagem foi completamente elástica e não apareceram novas deformações permanentes.

O *creep* plástico foi percebido quando aplicadas tensões $4 \leq \sigma_d/\sigma_3 < 6$, neste caso o teor de umidade mais o nível de tensão determinaram o comportamento do material. O colapso incremental foi evidenciado na relação de tensão $6 \leq \sigma_d/\sigma_3 < 8$ e neste nível de tensão os corpos de prova não atingiram a rotura antes de completar o milhão de ciclos de carga.

De forma geral é possível afirmar que o comportamento mecânico do RCD com relação à deformação permanente é similar ao observado nos materiais granulares convencionais, sendo afetado principalmente pela variação de umidade, e o incremento na relação de tensões.

Diferentes modelos matemáticos foram empregados para ajustar os dados experimentais obtidos nos ensaios de deformação permanente. Alguns desses modelos levam em consideração o número de ciclos de carga e outros o nível de tensão aplicados. De forma geral foi possível identificar que nos ensaios que atingiram o *Shakedown* plástico, todos os modelos empregados conseguiram prever a deformação permanente. Porém, a partir do *creep* plástico ou do colapso incremental, os modelos não seguiram os dados experimentais.

Os modelos em função do número de ciclos não conseguem prever os incrementos súbitos de deformação quando a umidade e as tensões aumentam. Por outro lado, o modelo proposto por Pérez *et al.* (2006) é o que melhor se ajusta às mudanças dos dados experimentais quando as variáveis umidade e relação de tensão aumentam comprovado mediante o coeficiente R^2 que foi próximo da unidade.

Degradação por compactação ou aplicação de carregamentos

As variações das curvas granulométricas do RCD após os ensaios de módulo de resiliência e deformação permanente foram avaliadas. As mudanças entre as frações que compõem a curva, mostraram que a maior degradação do material é dada pelo processo de compactação e não pelos carregamentos aplicados após do mesmo.

A curva granulométrica inicial para todos os ensaios corresponde ao limite superior da faixa C do DNIT. A curva de granulometria ótima foi calculada mediante o método Fuller, e foi comprovado que logo após o processo de compactação do RCD, a curva granulométrica ficou mais próxima à graduação considerada ótima.

Após ensaios de deformação permanente, foi possível concluir que o RCD não teve variações importantes na graduação, visto que todas as curvas se acumularam ao redor dos mesmos valores. Ao observar as porcentagens acumuladas em cada tamanho de grão, se observa que a maior variabilidade se deu para 12,5 mm. Esses grãos foram mais susceptíveis à degradação e as partículas menores passaram a se acumular nas peneiras de abertura menor como, a N°200.

O incremento na porcentagem de finos no RCD foi avaliado. A porcentagem de finos inicial foi de 5,0% sendo a ótima 7,0% definida pela graduação *Fuller*. Em alguns dos ensaios aplicados o teor de finos ótimo foi atingido. Segundo a literatura consultada, um conteúdo de finos superior ao 10%, contribui para a deterioração prematura da estrutura do pavimento.

Mediante a técnica AIMS foi possível definir que o RCD avaliado corresponde a um agregado com forma, angularidade e textura de media a alta. Porém, essa condição é modificada quando o material passa por processos de compactação ou ciclagem. O material melhora a forma deixando-o mais cúbico o que promove o intertravamento entre as partículas.

Pesquisas como as de Gómez (2011) e Gómez *et al.* (2013) desenvolvidas no mesmo RCD aqui avaliado, mostraram que existe uma degradação do material quando submetido a compactação. Os índices de quebra de Marsal B_g variam em função da umidade de compactação e da energia Proctor aplicada.

Nesse trabalho optou-se por considerar apenas os índices de quebra correspondentes à metodologia proposta por Marsal (1973), uma vez que o método considera as mudanças da totalidade da curva granulométrica.

Comparando-se os valores de quebra obtidos depois dos ensaios de módulo de resiliência da pesquisa atual com os da pesquisa de Gómez (2011), observa-se um comportamento similar. Porém, existe alguma dispersão nos dados que pode ser atribuída à heterogeneidade do material, já que para o cálculo da degradação por quebra, foi considerada só a variação da curva granulométrica e não foi controlada a porcentagem em massa de cada material constituinte do RCD.

Após os ensaios de deformação permanente, dois comportamentos foram evidenciados: o primeiro associado à os ensaios DP_2 e DP_8. Os números 2 e 8 correspondem a relação de tensão aplicada; o segundo para os ensaios DP_4 e DP_6. Nos dois primeiros se observa que ao se incrementar a umidade do ensaio o índice de quebra aumenta, sendo contrário ao comportamento observado durante a pesquisa de Gómez (2011) na qual teores baixos de umidade ($w = 9,0\%$) apresentavam altos valores de quebra e teores altos de umidade ($w = 19,0\%$) apresentaram os menores índices B_g . Os dois ensaios seguintes, DP_4 e DP_6, tiveram o último comportamento descrito o qual com o observado na primeira pesquisa. Devido ao desempenho aleatório dos índices calculados, não foi possível ajustar a degradação do RCD em uma função que permita prever o seu comportamento.

CAPÍTULO 5

MODELO EMPÍRICO-MECANÍSTICO E SIMULAÇÃO DA ESTRUTURA DO PAVIMENTO

Como observado nos ensaios de deformação permanente do RCD, não só a aplicação de carregamentos com conseqüente variação do nível de tensões afeta a acumulação de deformação permanente. O teor de umidade assume também um papel importantíssimo uma vez que ao longo do tempo esta variável sofre alterações, devido à variação do lençol freático e umidade do ar.

O modelo para a previsão da deformação permanente do guia M-EPDG leva em consideração a variação da umidade, uma vez que tem sido demonstrado que as variações sazonais ao longo do ano afetam o comportamento das diferentes camadas do pavimento. Para o caso dos materiais granulares o M-EPDG adotou a relação desenvolvida por El-Basyouny & Witczak para o relatório NCHRP 1-37A (2004).

Os dados experimentais apresentados no capítulo 4, mostraram que o incremento no teor de umidade promove um acréscimo na deformação permanente do RCD. Levando isso em consideração, o modelo desenvolvido por El-Basyouny & Witczak foi empregado para ajustar os dados experimentais obtidos nesta pesquisa com o intuito de prever o comportamento da deformação permanente do agregado reciclado, variando a porcentagem de umidade.

5.1. CONSIDERAÇÕES DO MODELO

Segundo a NCHRP1-37A (2004), independentemente do tipo de material considerado, existem três estágios que definem o comportamento da deformação permanente dos materiais utilizados na pavimentação, sendo eles:

- Estágio inicial: se caracteriza por um elevado nível inicial de deformação permanente, com uma taxa decrescente de deformações plásticas, predominantemente associadas às variações volumétricas;
- Estágio secundário: apresenta uma taxa pequena de deformação permanente, exibindo uma mudança constante na deformação acumulada, fato associado com alterações volumétricas e, às vezes, ao cisalhamento;

- Estágio final (terceiro): nesta fase se evidencia o maior nível de deformação permanente, associado ao cisalhamento plástico sem mudanças volumétricas.

Um comportamento similar foi definido na teoria do *Shakedown* e apresentada em detalhe nos capítulos 2 e 4 para os materiais granulares e para o RCD, respectivamente. A Figura 5-1 apresenta os estágios de deformação permanente definidos pela NCHRP1-37A (2004).

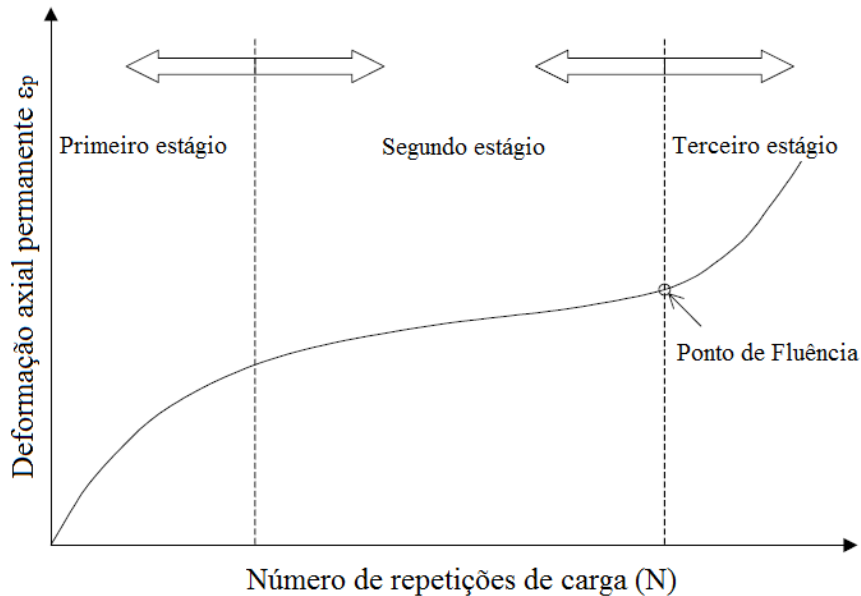


Figura 5-1. Deformação permanente típica de um material granular, submetido a carregamentos repetidos (NCHRP1-37A, 2004).

O M-EPDG considera apenas a modelagem dos primeiros dois estágios. O terceiro estágio é desconsiderado na previsão da deformação devido ao fato de a magnitude da deformação permanente a partir do ponto de fluência ser muito maior do que a deformação permanente permitida na prática atualmente, além disso, o modelo atual não permite prever o comportamento da deformação permanente após do ponto de fluência (NCHRP1-37A, 2004).

5.2. FORMULAÇÃO DO MODELO

O modelo proposto por El-Basyouny & Witczak desenvolvido no relatório da NCHRP1-37A (2004) é dado pela seguinte equação:

$$\frac{\epsilon_p(N)}{\epsilon_r} = \left(\frac{\epsilon_0}{\epsilon_r}\right) e^{-\left(\frac{\rho}{N}\right)^\beta} \quad (5-1)$$

onde $(\epsilon_0, \beta$ e $\rho)$ são variáveis que dependem do estado do material avaliado. A fórmula geral da deformação permanente que se apresenta na equação (5-1) foi modificada a partir

dos parâmetros β o qual depende da umidade, e de ρ o qual está diretamente relacionado com a fórmula com o número de ciclos aplicado, o módulo de resiliência e o teor de umidade do material. O modelo foi resolvido para dois níveis de tráfego $N = 1$ e $N = 10^9$. As relações matemáticas definidas pelos autores se apresentam a seguir.

$$\text{Para } N = 1 \quad \frac{\varepsilon_p(1)}{\varepsilon_r} = a_1 M_R^{b_1} \quad (5-2)$$

$$\text{Para } N = 10^9 \quad \frac{\varepsilon_p(10^9)}{\varepsilon_r} = a_9 M_R^{b_9} \quad (5-3)$$

onde: N corresponde ao nível de trânsito ou número de ciclos de carga; ε_r é a deformação resiliente imposta no ensaio de laboratório para obter as propriedades do material ε_0 , β e ρ , M_R é o módulo de resiliência e a_1 , b_1 , a_9 , e b_9 são constantes de regressão do modelo.

A variável β é função do teor de umidade (W_c) e pode ser calculada mediante a seguinte relação:

$$\log \beta = -0,61119 - 0,017638 W_c \quad (5-4)$$

A variável ρ é calculado com relação ao número de aplicações de carga N ; do módulo de resiliência M_R e do parâmetro β . As relações propostas pelos autores para a obtenção do parâmetro ρ são apresentadas a seguir:

$$\rho = 10^9 \left(\frac{C_0}{[1 - (10^9)^\beta]} \right)^{\frac{1}{\beta}} \quad (5-5)$$

$$C_0 = \left(\frac{a_1 * M_R^{b_1}}{a_9 * M_R^{b_9}} \right) \quad (5-6)$$

Assumindo diferentes razões $\varepsilon_p/\varepsilon_r$ e M_R os coeficientes a_1 , b_1 , a_9 e b_9 podem ser calculados.

Finalmente a relação $\varepsilon_0/\varepsilon_r$ pode ser calculada mediante a expressão:

$$\left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r} \right) = \frac{\left(e^{(\rho)^\beta} * a_1 * M_R^{b_1} \right) + \left(e^{\left(\frac{\rho}{10^9} \right)^\beta} * a_9 * M_R^{b_9} \right)}{2} \quad (5-7)$$

No caso específico deste trabalho, o número de ciclos aplicados nos ensaios de deformação permanente foi equivalente a $N = 10^6$ e as relações matemáticas foram redefinidas assim:

$$\text{Para } N = 10^6 \quad \frac{\varepsilon_p(10^6)}{\varepsilon_r} = a_6 M_R^{b_6} \quad (5-8)$$

$$C_0 = \left(\frac{a_1 * M_R^{b_1}}{a_6 * M_R^{b_6}} \right) \quad (5-9)$$

$$\left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r} \right) = \frac{\left(e^{(\rho)^\beta} * a_1 * M_R^{b_1} \right) + \left(e^{\left(\frac{\rho}{10^9} \right)^\beta} * a_6 * M_R^{b_6} \right)}{2} \quad (5-10)$$

5.3. AJUSTE DO MODELO PARA OS DADOS

Os parâmetros ε_0 , ρ e β foram calculados para cada nível de tensão e umidade aplicadas. Os coeficientes a_1 , b_1 , a_6 e b_6 foram calculados utilizando a função solver do Excel, por meio de um ajuste de mínimos quadrados, os resultados são apresentados na Tabela 5-1e na Tabela 5-2.

De forma geral, o nível de tensão que alcança a camada de base é aproximadamente $\sigma_d/\sigma_3=3,0$ (Ba *et al.*, 2015). Os níveis de tensão avaliados nesta pesquisa podem ser consultados na Tabela 4-5 e incluem relações de tensão menores e maiores que a referida. Os parâmetros de ajuste obtidos e os gráficos correspondentes são mostrados a seguir.

A Figura 5-2 apresenta a evolução da deformação permanente com o número de ciclos para diferentes valores de teor de umidade. O gráfico mostra a influência do teor de umidade no comportamento mecânico do RCD. Observa-se que quanto maior o teor de umidade, maior susceptibilidade a deformações permanentes. A Figura 5-2 também apresenta o ajuste calculado a partir do modelo do M-EPDG. As curvas com $w = 9,0\%$ e $w = 13\%$ se enquadram no comportamento dos estágios 1 e 2 apresentados na Figura 5-1. No caso da curva com $w = 16\%$, a partir dos 900.000 ciclos, se apresenta um ponto de inflexão para cima, o qual indica uma possível ruptura do RCD.

A Figura 5-3 apresenta os dados experimentais e ajustados com o modelo empregado, para uma relação de tensões $\sigma_d/\sigma_3 = 4,0$. Nessa relação e com uma umidade de 9,0%, o RCD ainda permanece nos estágios 1 e 2 da Figura 5-1 e que correspondem ao *Shakedown* plástico descrito quando analisados os dados mediante a teoria do *Shakedown*. No caso do ensaio com um teor de umidade de 13,0%, a partir dos 900.000 ciclos de carga, o RCD apresenta incremento súbito na deformação permanente, atingindo aparentemente o estágio 3 da Figura 5-1, faixa na qual o modelo é incapaz de prever as deformações

permanentes do material. Não foi possível realizar ensaios com $\sigma_d/\sigma_3 = 4,0$ e umidade $w = 16,0\%$.

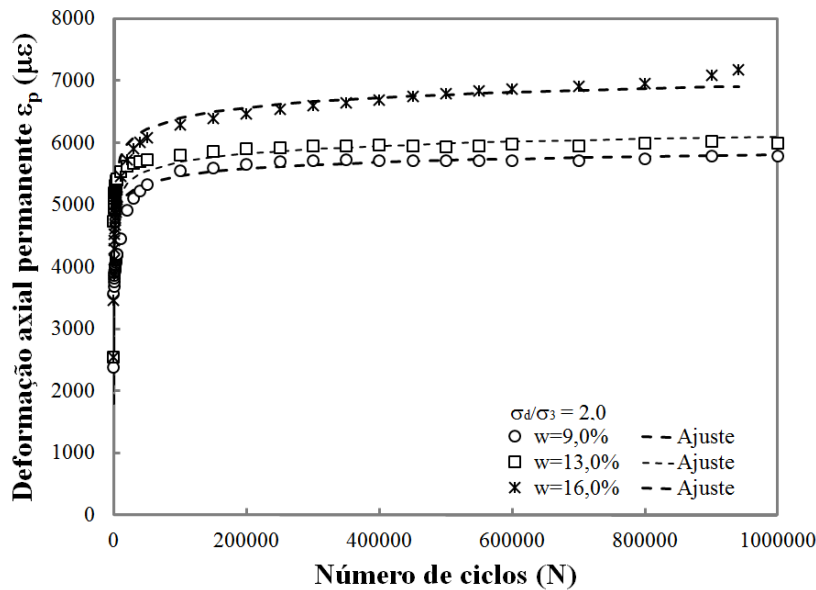


Figura 5-2. Variação da deformação axial permanente em função do número de ciclos e o teor de umidade para um nível de tensão $\sigma_d/\sigma_3 = 2,0$.

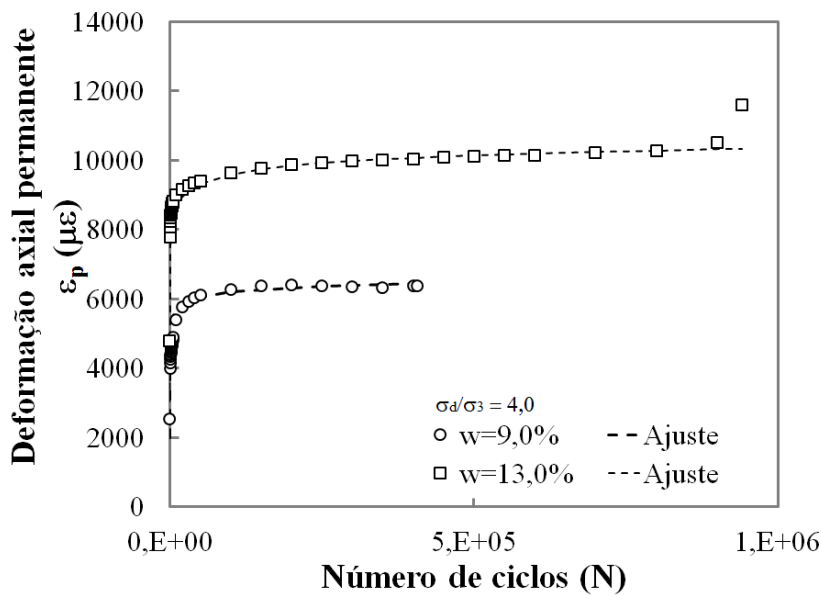


Figura 5-3. Variação da deformação axial permanente em função do número de ciclos e o teor de umidade para um nível de tensão $\sigma_d/\sigma_3 = 4,0$.

Para os níveis altos de tensão avaliados nesta pesquisa, $\sigma_d/\sigma_3 = 6$ e $\sigma_d/\sigma_3 = 8$, os estágios 1 e 2 definidos pela NCHRP1-37A (2004) e apresentados na Figura 5-1, foram observados apenas para o teor de umidade de 9,0%. No caso da relação $\sigma_d/\sigma_3 = 8$, foram considerados os dados do ensaio até 500.000 ciclos de carga. Neste caso o N empregado no processo de ajuste foi $N = 10^5$. A Figura 5-4 e a Figura 5-5, apresentam os dados

experimentais e o ajuste do modelo o qual interpreta adequadamente o comportamento da deformação permanente do RCD.

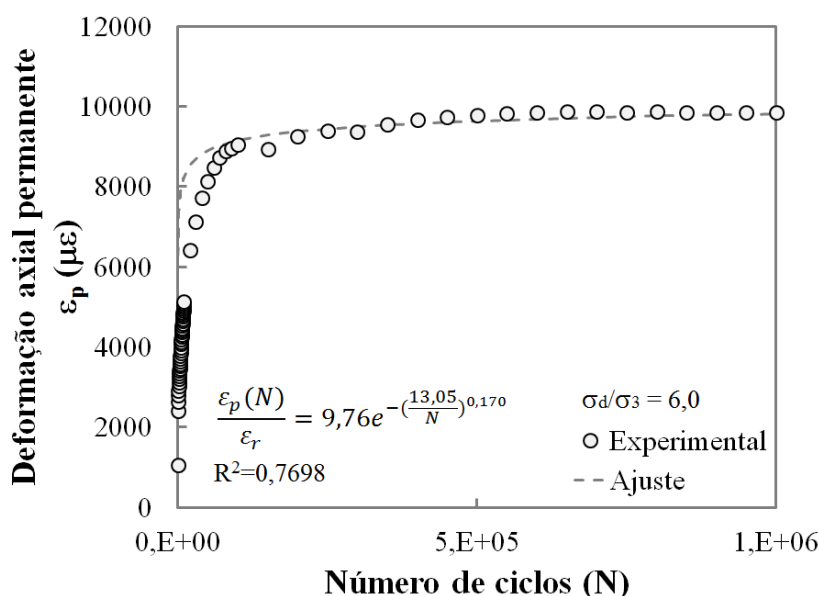


Figura 5-4. Variação da deformação axial permanente em função do número de ciclos para um teor de umidade $w = 9,0\%$ e um nível de tensão $\sigma_d/\sigma_3 = 6,0$.

Os parâmetros do modelo após o ajuste dos dados experimentais nas relações de tensão e umidade, apresentados nos parágrafos anteriores, são mostrados na Tabela 5-1. Várias afirmações podem ser feitas a partir dos parâmetros. Primeiramente, o valor do parâmetro ϵ_0 cresce com o aumento da umidade e do nível de tensão, o incremento de ϵ_0 leva a menor resistência à deformação permanente do RCD. Com relação ao parâmetro β , observa-se uma redução no valor do mesmo com o incremento da umidade. O parâmetro ρ , pelo contrário, apresenta uma tendência crescente com o incremento da umidade. Para todos os casos avaliados o coeficiente de correlação entre o ajuste e os dados experimentais, foi próximo à unidade o que indica uma forte ligação entre eles e a viabilidade do uso do modelo NCHRP1-37A (2004) na avaliação do RCD como material estrutural do pavimento.

Tabela 5-1. Parâmetros de ajuste do modelo NCHRP1-37A (2004), modificado para $N = 10^6$.

Ensaio	Umidade (%)	ϵ_0 (με)	ρ	β	a_1	b_1	a_6	b_6	ϵ_r (με)	R^2
DP_2_9	9,0	6.570,90	4,698	0,170	4,551	0,051	1,004	0,297	284,09	0,8580
DP_2_13	13,0	7.266,71	5,832	0,144	3,987	0,047	1,407	0,252	385,34	0,9393
DP_2_16	16,0	8.689,57	9,555	0,128	3,724	0,045	2,870	0,183	419,96	0,9735
DP_4_9	9,0	7.458,31	4,977	0,170	8,329	0,076	1,064	0,380	133,69	0,8667
DP_4_13	13,0	12.558,48	11,470	0,144	4,917	0,042	0,999	0,321	623,39	0,9876
DP_6_9	9,0	11.387,19	13,050	0,170	0,907	0,014	0,931	0,215	1.166,81	0,7698
DP_8_9	9,0	13.031,86	3,713	0,170	1,487	0,033	0,933	0,196	2.439,09	0,9647

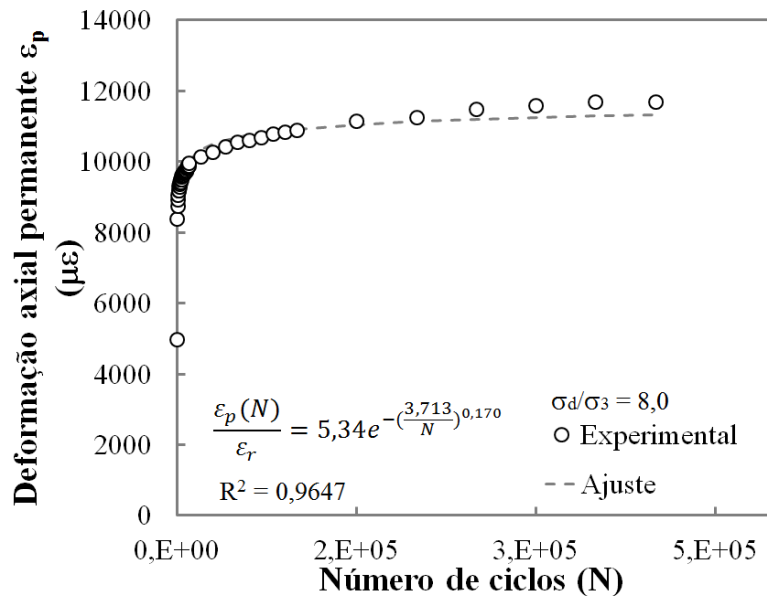


Figura 5-5. Variação da deformação axial permanente em função do número de ciclos para um teor de umidade $w = 9,0\%$ e um nível de tensão $\sigma_d/\sigma_3 = 8,0$.

A partir dos ensaios feitos nas relações de tensão $\sigma_d/\sigma_3 = 6$ e $\sigma_d/\sigma_3 = 8$ com teores de umidade de $13,0\%$ e $16,0\%$, o comportamento da deformação permanente do RCD mudou, dificultando o ajuste do modelo aos dados experimentais. De fato, para alcançar um bom ajuste a partir do modelo NCHRP1-37A (2004), foi necessário realizar várias iterações para determinar até que ponto, representado por ciclos de carga, o modelo acompanhava o comportamento experimental da deformação permanente obtida por meio dos ensaios de laboratório. Essas iterações foram separadas por número de ciclos de carga.

Desde a Figura 5-6 até a Figura 5-9 são apresentados os resultados do comportamento da deformação permanente e do modelo para diferentes ciclos de carga. De forma geral, os resultados revelam que o modelo consegue acompanhar os resultados experimentais até o ponto de fluência, o qual varia dependendo da umidade e do nível de tensão aplicado.

Para o caso do nível de tensão $\sigma_d/\sigma_3 = 6$ e um teor de umidade de $13,0\%$, o modelo se ajusta adequadamente aos dados experimentais até $N = 100.000$ ciclos de carga. A partir de então, o RCD começa o processo de ruptura e o modelo não consegue seguir a mudança súbita no comportamento da deformação axial permanente como mostra a Figura 5-6. Com relação aos parâmetros de ajuste apresentados na Tabela 5-2, ρ que está ligado diretamente à variação do módulo de resiliência, varia de forma crescente com o número de ciclos, sendo contrário ao comportamento do módulo, o qual diminui com o número de ciclos a partir do ponto de fluência. O incremento do parâmetro ϵ_0 , com o aumento dos ciclos de carga, é outro indicador de que o RCD para

uma relação de tensão $\sigma_d/\sigma_3 = 6$, com teores de umidade de 13,0% e 16,0% tem menor resistência a deformação permanente.

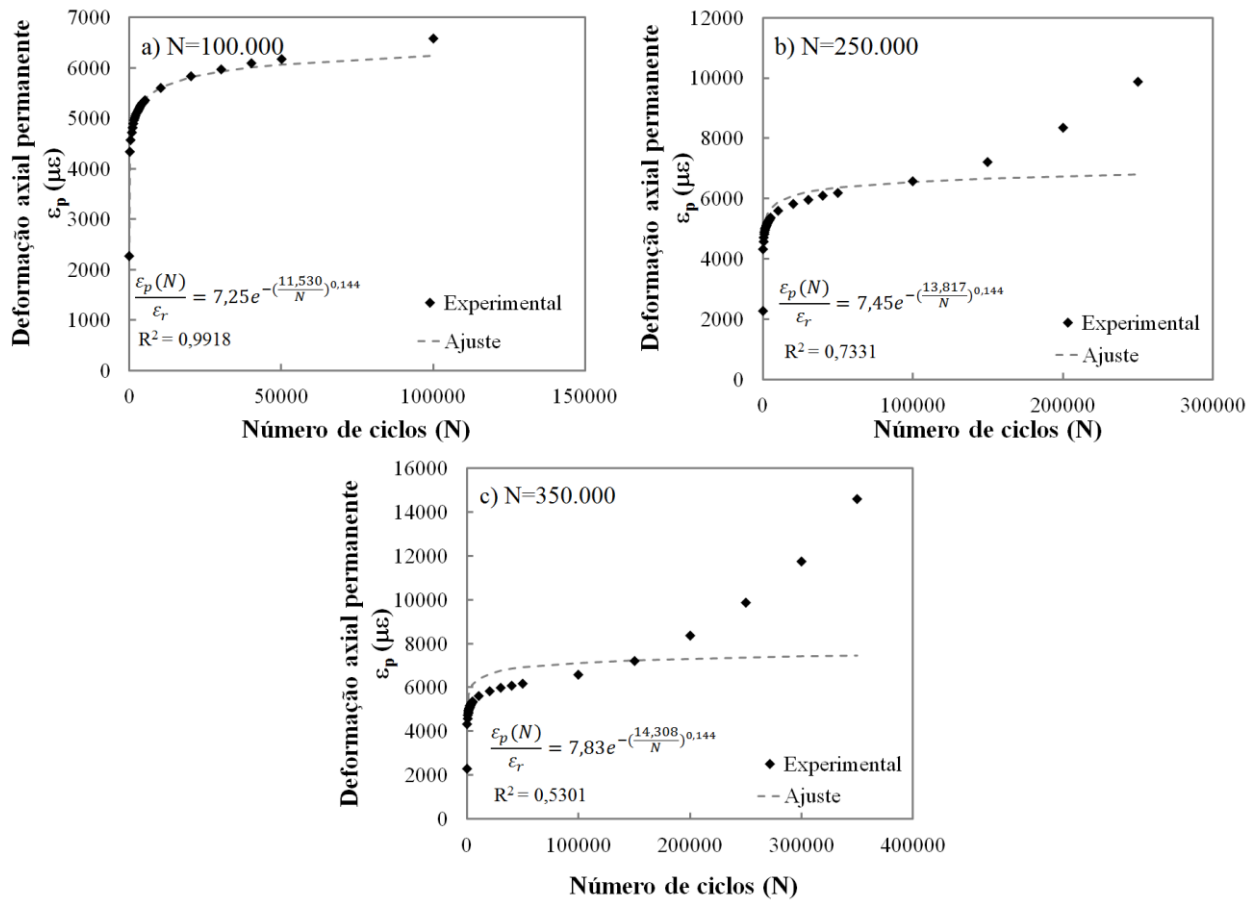


Figura 5-6. Evolução da deformação permanente para $\sigma_d/\sigma_3 = 6,0$ para $w = 13,0\%$ versus o modelo.

Tabela 5-2. Parâmetros de ajuste do modelo NCHRP1-37A (2004). Relação de tensões $\sigma_d/\sigma_3 = 6,0$ para $w = 13,0$ e $16,0\%$.

Ensaio	N	Umidade (%)	ϵ_0 ($\mu\epsilon$)	ρ	a_1	b_1	a_6	b_N	β	ϵ_r ($\mu\epsilon$)	R^2
DP_6_13	100.000	13	8.175,91	11,530	1,709	0,016	0,721	0,228	0,144	1.127,78	0,9838
	250.000		8.657,08	13,817	1,126	0,014	0,888	0,176		1.161,33	0,7331
	350.000		9.410,00	14,308	1,126	0,014	0,932	0,175		1.202,19	0,5301
DP_6_16	10.000	16	12.557,15	12,252	1,655	0,033	1,101	0,190	0,128	1.289,69	0,7956
	30.000		12.846,90	12,637	1,655	0,033	1,053	0,195		1.279,84	0,8172
	60.000		13.972,18	13,732	1,655	0,033	1,242	0,181		1.273,26	0,6572

Um incremento de 3,0% acima da umidade ótima, ainda na relação $\sigma_d/\sigma_3 = 6$, provocou a ruptura da amostra de ensaio com apenas $N = 60.000$ ciclos de carga. A Figura 5-7 apresenta a evolução da deformação permanente variando o número de ciclos entre $N = 10.000$ e $N = 60.000$. Na referida figura é possível identificar um número de ciclos aproximado onde o valor do incremento de deformação ($\Delta\epsilon$) é cada vez maior.

A partir desse ponto, $N = 12.000$, aparece um ponto de inflexão associado ao início da ruptura do RCD, e a partir dele, o modelo não consegue prever a mudança no comportamento do material.

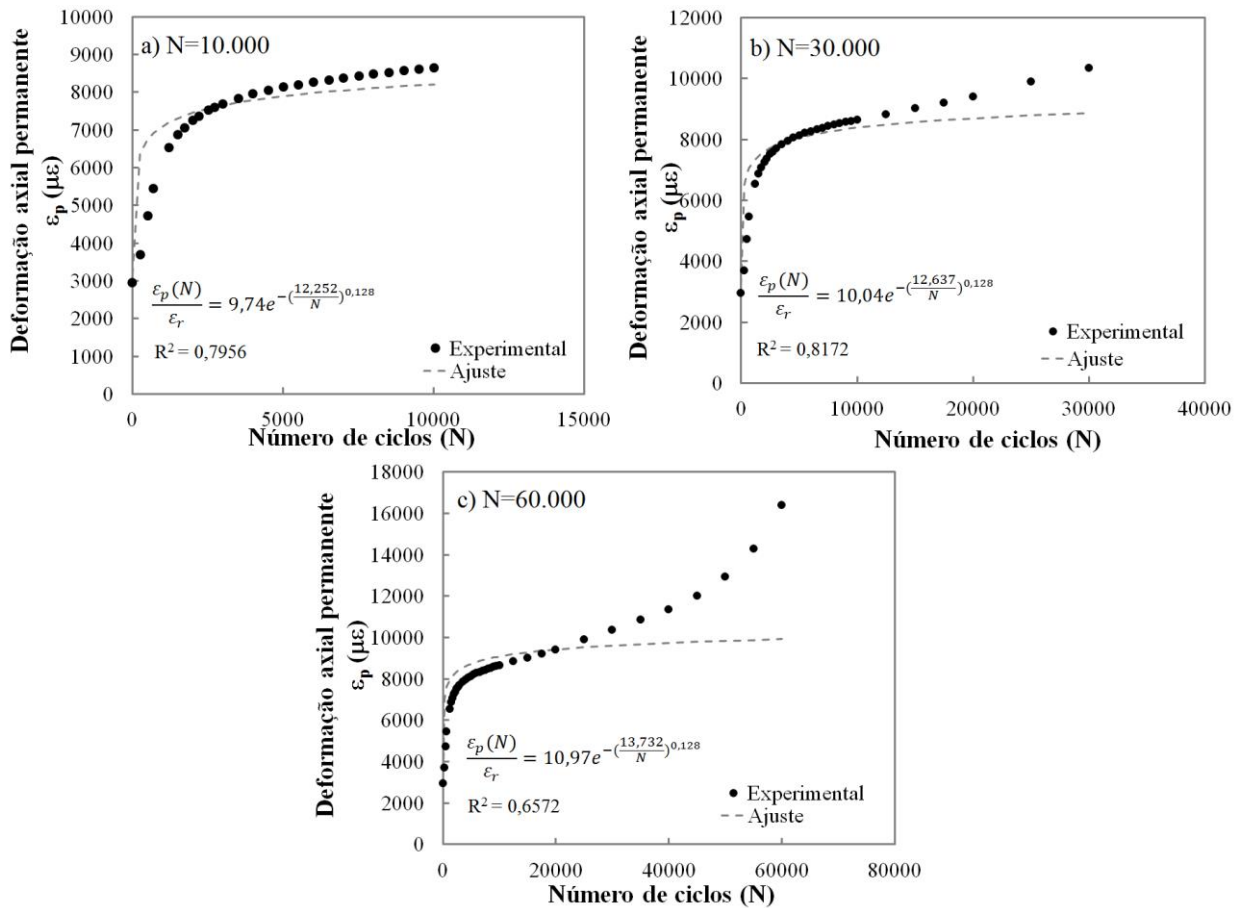


Figura 5-7. Evolução da deformação permanente para $\sigma_d/\sigma_3 = 6,0$ para $w = 16,0\%$ versus o modelo.

O comportamento do RCD e do modelo para a relação de tensões $\sigma_d/\sigma_3 = 8$, não foi diferente ao descrito no caso da relação de $\sigma_d/\sigma_3 = 6$. No caso do teor de umidade de 13,0%, Figura 5-8, o número de ciclos estabelecido como ponto de fluência é aproximadamente 200.000 ciclos de carga. Consta-se que o modelo é incapaz de prever o comportamento da deformação permanente do RCD a partir do início da ruptura. A Tabela 5-3, apresenta os parâmetros de ajuste, obtidos a partir do modelo empírico mecanístico da NCHRP1-37A (2004) para a relação de tensões $\sigma_d/\sigma_3 = 8$ e os teores de umidade $w = 13,0$ e 16,0%. Os parâmetros ϵ_0 , β e ρ tiveram comportamento similar ao descrito parágrafos acima.

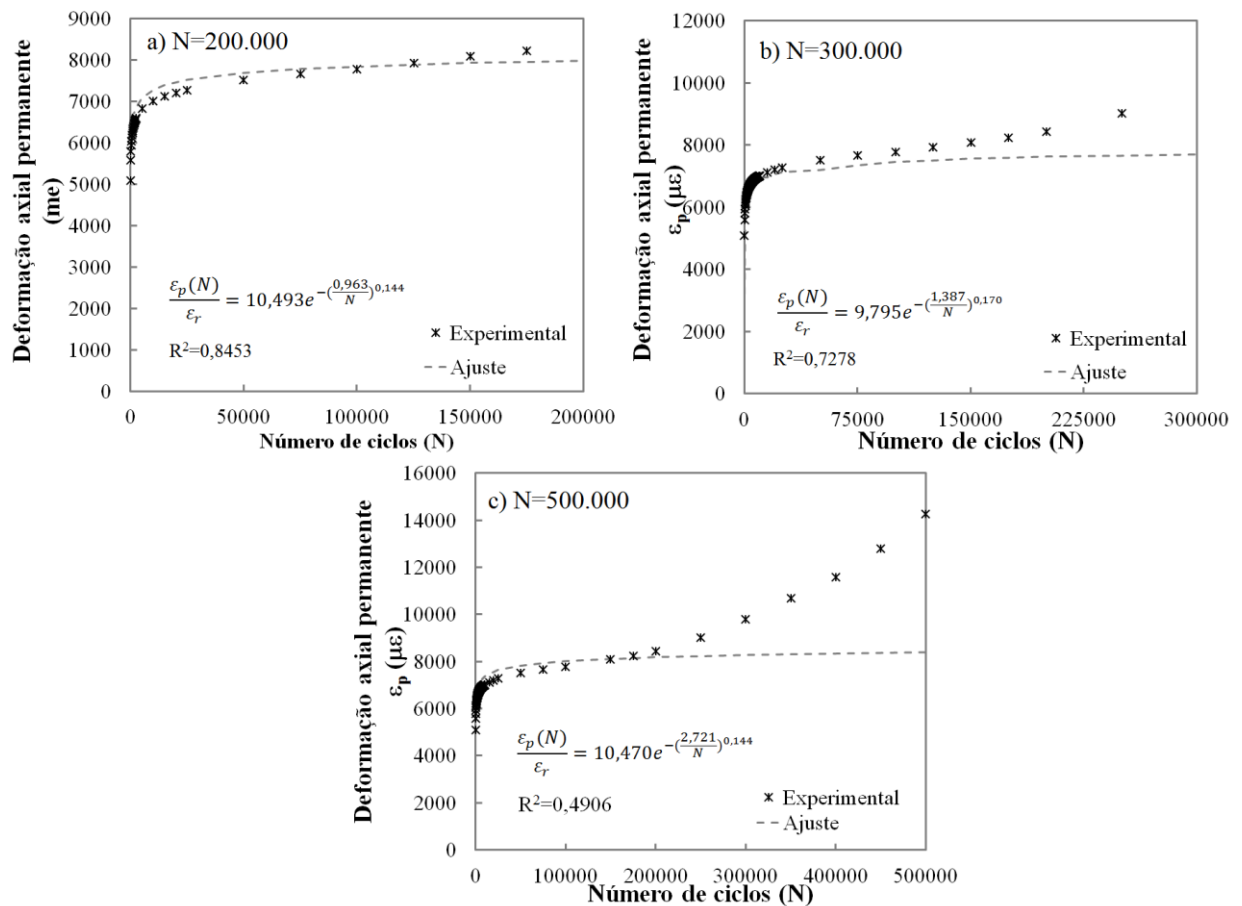


Figura 5-8. Evolução da deformação permanente para $\sigma_d/\sigma_3 = 8,0$ para $w = 13,0\%$ versus o modelo.

Tabela 5-3. Parâmetros de ajuste do modelo NCHRP1-37A (2004). Relação de tensões $\sigma_d/\sigma_3 = 8,0$ para $w = 13,0\%$.

Ensaio	N	Umidade (%)	ϵ_0 ($\mu\epsilon$)	ρ	a_1	b_1	a_6	b_6	β	ϵ_r ($\mu\epsilon$)	R^2
DP_8_13	200.000	13	11.424,20	0,963	3,519	0,043	0,913	0,249	0,144	902,70	0,8454
	300.000		9.162,13	1,387	3,181	0,041	0,899	0,247		935,36	0,7278
	500.000		9.973,80	2,721	3,019	0,040	0,984	0,248		952,59	0,4906
DP_8_16	20.000	16	13.452,03	5,020	3,113	0,041	1,163	0,231	0,128	1.101,58	0,8151
	40.000		15.674,44	7,630	3,117	0,041	1,036	0,248		1.074,57	0,8553
	111.000		18.681,38	10,128	3,051	0,040	1,015	0,253		1.106,69	0,7947

A Figura 5-9 apresenta os parâmetros de ajuste obtidos para a relação de tensão de $\sigma_d/\sigma_3 = 8$ e umidade de 16,0%. Para esse caso, com poucos ciclos $N = 5.000$ o modelo se ajusta aos dados experimentais, mas logo após esse número de repetições de carga o modelo não acompanha mais a deformação permanente obtida durante os ensaios laboratoriais.

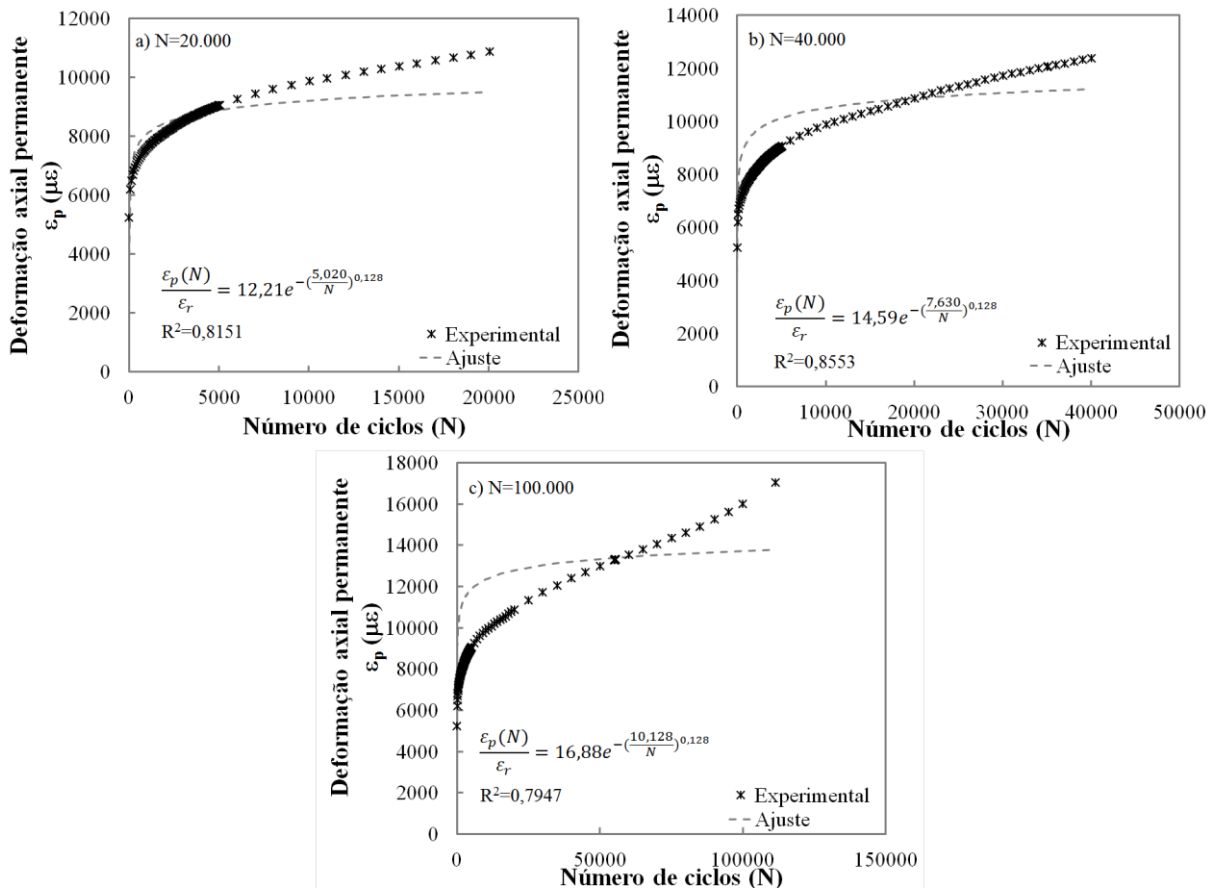


Figura 5-9. Evolução da deformação permanente para $\sigma_d/\sigma_3 = 8,0$ para $w = 16,0\%$ versus o modelo.

De forma geral, os parâmetros ϵ_0 , ρ , e β variaram e foram dependentes do teor de umidade e do nível de tensão aplicado. A equação (5-1) se ajustou favoravelmente nos casos onde o material não atingiu o ponto de fluência.

O parâmetro β , decresce com o teor de umidade como se observa na Figura 5-10. O contrário acontece com o parâmetro ρ , o qual cresce não só com o teor de umidade, mas também com o número de ciclos de carga. O parâmetro ϵ_0 representa a deformação axial permanente para um número de ciclos alto $N \geq 10^5$. Um incremento do valor do parâmetro ϵ_0 indica menor resistência à deformação permanente do RCD. A Figura 5-11 apresenta a variação do parâmetro ϵ_0 , o qual cresce exponencialmente com o teor de umidade, um comportamento similar ao observado por Ba *et al.* (2015) em agregados naturais como o quartzito, arenito e basalto. O módulo de resiliência do material também é afetado pela variação do parâmetro ϵ_0 .

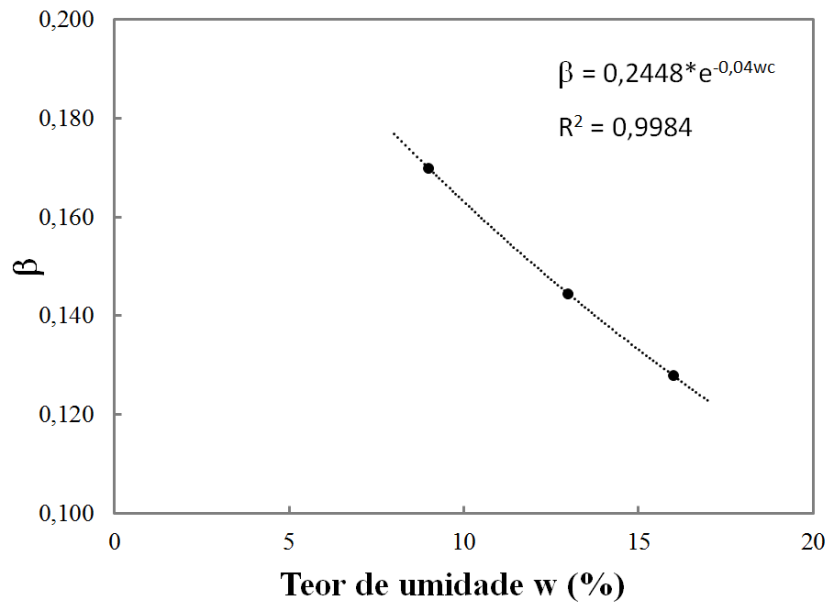


Figura 5-10. Variação do parâmetro β com relação ao teor de umidade.

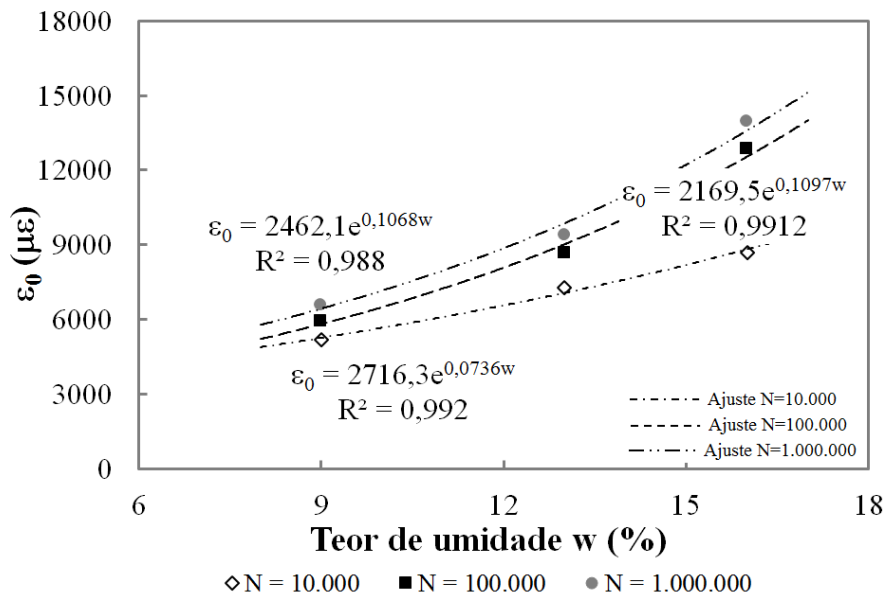


Figura 5-11. Variação do parâmetro ϵ_0 em função do teor de umidade.

Na Figura 5-12 se apresenta a variação das diferentes deformações do RCD com relação ao M_R . Observa-se nas figuras que existe uma relação exponencial decrescente entre as deformações axiais máxima (ϵ_0), permanente (ϵ_p) e resiliente (ϵ_r) com o aumento do módulo. Quando a deformação permanente cresce, o módulo de resiliência diminui. A tendência se mantém para todas as umidades avaliadas, porém, é mais clara para um teor de umidade equivalente ao 9,0% como mostrado na figura acima referida.

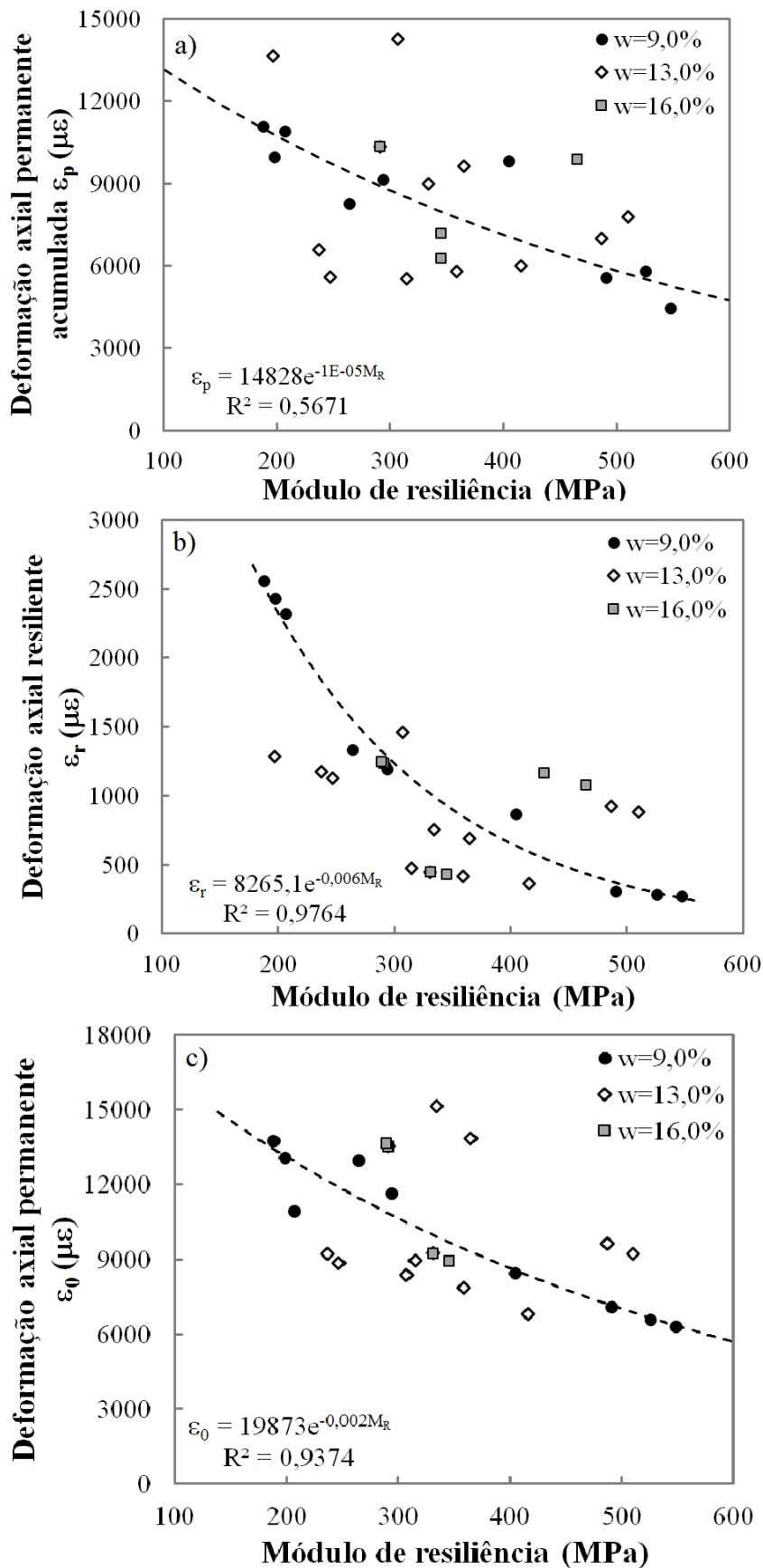


Figura 5-12. Variação do módulo de resiliência e deformação, segundo o teor de umidade avaliado.

Baseado nas observações e nos resultados apresentados neste capítulo, é possível concluir que com o aumento do teor de umidade do ensaio, as deformações axiais permanentes crescem rapidamente e são ainda maiores quando excedida a umidade ótima. Esse fato relaciona-se com a redução na sucção matricial, a qual está diretamente associada à variação da umidade como apresentado no capítulo 4; resultando então uma redução na resistência à deformação permanente como foi observado por Ba *et al.* (2015) ao estudar materiais granulares convencionais empregados na pavimentação.

O modelo proposto por Pérez *et al.* (2006) não considera a variação do teor de umidade na resposta mecânica do material granular, como no caso do M-EPDG. Porém, as deformações permanentes do RCD tiveram um melhor ajuste com o modelo de Pérez *et al.* (2006), inclusive nos casos com deformação plástica.

5.4. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO RCD

Antes de entrar em detalhe na descrição da resistência ao cisalhamento do RCD, vários pontos devem ser levantados:

- Durante os ensaios de deformação permanente com relação de tensão $\sigma_d/\sigma_3 = 6,0$ e $8,0$ nos teores de umidade de $w = 13,0\%$ e $16,0\%$, houve ruptura do material. Contudo, a falha dos corpos de prova de RCD não foi súbita e sim um colapso incremental. Do ponto de vista mecânico, esse comportamento é uma perda de resistência, seguida de ruptura plástica;
- A resposta mecânica do RCD quando submetido a carregamentos cíclicos depende: da tensão de confinamento; da tensão desvio; do nível de tensão e do teor de umidade, como observado por autores como Lekarp & Dawson (1998); Lekarp *et al.* (2000b); Pérez *et al.* (2009); Ba *et al.* (2015).

Para verificar se no processo de ciclagem nos ensaios de deformação permanente do RCD houve ruptura, é necessário estabelecer uma envoltória de ruptura. A mesma, foi definida a partir dos ensaios de resistência a compressão simples (RCS) e do ensaio de cisalhamento rápido aplicado após o ensaio de módulo de resiliência com $\sigma_3 = 35$ kPa. Esses ensaios foram realizados na pesquisa de Gómez (2011). Nessa investigação, foi avaliada a variação da resistência e a resiliência do RCD ao longo do tempo, os resultados prévios podem ser consultados na Tabela 5-4. Adicionalmente, os ensaios triaxiais de carga repetida com tensão de confinamento constante de $\sigma_3 = 60$ kPa permitiram

encontrar os parâmetros de resistência ao cisalhamento do RCD para um certo número de repetições de carga.

Tabela 5-4. Tensões principais no teor de umidade ótima $w = 13\%$, para os diferentes ensaios.

Tempo de cura (dias)	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)
0	122,0	0
1	223,8	0
7	298,1	0
15	352,3	0
30	393,5	0
90	318,4	0
Tempo de cura (dias)	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)
0	278,8	34
1	317,5	35
7	332,9	35
15	296,3	38
30	259,7	41
90	223,1	43
Tempo de cura (dias)	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)
0	401,2	60
1	435,4	60
7	448,5	60
15	399,0	60
30	349,5	60
90	300,1	60

A relação entre a tensão principal maior σ_1 e a menor σ_3 , de acordo com o critério de Mohr-Coulomb é dada por:

$$\sigma_1 = K_p \sigma_3 + 2c\sqrt{K_p} \quad (5-11)$$

sendo: K_p coeficiente de empuxo passivo e c a coesão.

Com base no ensaio de resistência à compressão simples e do cisalhamento rápido do ensaio de M_R , foi calculado K_p , usando as expressões a seguir:

$$RCS = 2c\sqrt{K_p} \quad (5-12)$$

$$\sigma_{1MR} = K_p \sigma_{3MR} + RCS \quad (5-13)$$

$$K_p = \frac{\sigma_{1MR} - RCS}{\sigma_{3MR}} \quad (5-14)$$

com σ_{1MR} e σ_{3MR} as tensões principais na ruptura, obtidas após o ensaio de módulo resiliente.

Gómez (2011) obteve os ângulos de atrito a partir de ensaios de cisalhamento rápido. Esses ângulos não apresentaram variação significativa com o tempo de cura. Adotou-se então a hipótese de que o ângulo de atrito não varia com o tempo de cura, e ângulo foi calculado mantendo K_p constante a partir do valor obtido para $t = 0$ dias.

$$\phi = \sin^{-1} \left(\frac{K_p - 1}{K_p + 1} \right) \quad (5-15)$$

Com a resistência à compressão simples e K_p conhecidas, foi possível obter a coesão para os diferentes períodos de cura. A relação entre essa coesão e a RCS foi em média 0,25; a coesão foi então calculada como uma fração da resistência a compressão simples:

$$c = 0,25 * RCS \quad (5-16)$$

Conhecidos c , K_p e σ_3 , a tensão principal maior σ_{1max} , ou seja, que leva a ruptura durante o ensaio de deformação permanente foi obtida mediante a equação (5-11), para diferentes períodos de cura.

As tensões principais maior σ_1 e menor σ_3 empregadas no cálculo da envoltória de ruptura do RCD para a umidade de 13% são mostradas na Tabela 5-4, os resultados gráficos são apresentados na Figura 5-13. O primeiro círculo de Mohr representa a ruptura do RCD obtida no ensaio de compressão simples, e o segundo círculo representa a ruptura por cisalhamento ao final do ensaio de módulo de resiliência, ambos na resistência pico.

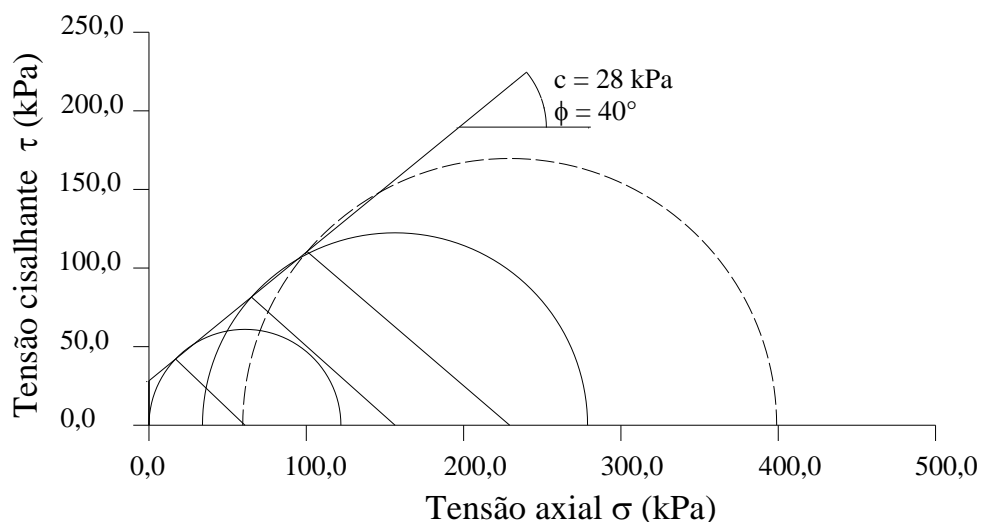


Figura 5-13. Envoltória de ruptura do RCD para $w = 13,0\%$.

A reta tangente a estes círculos fornece uma coesão aparente (c_{13}) de 28 kPa e um ângulo de atrito em torno de 40° , Santos (2007) reportou um ângulo de atrito de 41° para

um RCD-R proveniente da usina de reciclagem da prefeitura de São Carlos. Considerando os parâmetros de resistência ao cisalhamento para o RCD em estudo e a tensão de confinamento $\sigma_3 = 60$ kPa empregada no ensaio de deformação permanente é possível traçar o círculo crítico para este ensaio, mostrado tracejado na mesma figura, e determinar uma tensão desvio crítica de 341 kPa que resultaria numa relação crítica $\sigma_d/\sigma_3 = 5,68$. Relações semelhantes podem ser obtidas para outras umidades caso seja possível determinar a coesão aparente nestas condições. Para tanto assume-se aqui a hipótese de que o ângulo de atrito fica constante e que a coesão pode ser determinada a partir da sucção segundo o procedimento que será descrito mais adiante.

A Figura 5-13 apresenta a envoltória de ruptura do RCD para uma umidade de 13,0%. Esse teor de umidade corresponde a uma sucção de 60 kPa, equivalente a um estado não saturado, de acordo com as curvas de retenção de água da Figura 4-16.

Para interpretar adequadamente o resultado obtido dessa envoltória de ruptura é necessário apresentar vários conceitos da teoria da mecânica dos solos não saturados. Neste caso a envoltória de ruptura proposta por Fredlund *et.al.* (1978) *apud* (Vanapalli *et al.*, 1996) é dada por:

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (5-17)$$

onde:

- τ_f é a resistência ao cisalhamento do solo não saturado;
- c' é a coesão efetiva do solo saturado;
- ϕ' é o ângulo de atrito na resistência ao cisalhamento para o solo saturado;
- ϕ^b é o ângulo de atrito da resistência ao cisalhamento com relação à sucção matricial;
- $(\sigma_n - u_a)$ é a tensão axial neta no plano de ruptura e;
- $(u_a - u_w)$ é a sucção matricial do solo no plano de ruptura.

A equação ((5-17) foi modificada por Vanapalli *et al.* (1996) que encontraram que no valor de entrada de ar (AEV), a tangente do ângulo ϕ^b era análoga à tangente do ângulo de atrito ϕ' normalizado pela saturação. Nesta pesquisa o grau de saturação foi apresentado em termos do índice de água e_w como apresentado na equação (4-6). A modificação proposta por Vanapalli *et al.* (1996) se apresenta a seguir:

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \left[\tan \phi' \left(\frac{e_w - e_{wr}}{e_{wsat} - e_{wr}} \right) \right] \quad (5-18)$$

onde:

$$\tan \phi^b = \tan \phi' \left(\frac{e_w - e_{wr}}{e_{wsat} - e_{wr}} \right) \quad (5-19)$$

sendo: e_w o índice de água no teor de umidade avaliado; e_{wsat} é o índice de água para o teor de umidade correspondente à saturação de 100% e; e_{wr} o índice de água no teor de umidade residual.

Adicionalmente, considera-se que a coesão tem duas parcelas e segundo Fredlund & Rahardjo (2012) pode ser expressa como:

$$c = c' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (5-20)$$

As equações apresentadas foram resolvidas sob a hipótese de que a coesão total do RCD para 13% de umidade é $c = 28$ kPa e o ângulo de atrito referido $\phi' = 40^\circ$ com $K_p = 4,65$. Os resultados obtidos permitiram definir o valor da coesão saturada, $c' = 8,0$ kPa, a qual permanece constante para qualquer sucção matricial aplicada. A parcela de coesão associada à sucção matricial aumenta com o decréscimo do teor de umidade, o que é esperado. A partir dos dados obtidos, é possível concluir que a sucção tem a maior contribuição na resistência ao cisalhamento do RCD.

Fazendo uso da equação (5-11), com $\sigma_3 = 60$ kPa e $K_p = 4,65$, foi possível determinar a relação de tensões máxima admissível pelo RCD quando aplicadas cargas cíclicas. A Tabela 5-5, apresenta os parâmetros da resistência ao cisalhamento não saturada, além das relações de tensão σ_d/σ_3 que o RCD poderia suportar dependendo da sucção do material.

Tabela 5-5. Parâmetros da resistência ao cisalhamento não saturada do RCD.

$u_a - u_w$ (kPa)	e_w	w(%)	$(e_w - e_{wr}) / (e_{wsat} - e_{wr})$	$\tan \phi'$	$\tan \phi^b$	c ($u_a - u_w$)	c' (kPa)	c total	σ_1 (kPa)	σ_d/σ_3
0,10	0,48	17,8	1,000	0,839	0,839	0,1	8	8,1	311	4,2
60,00	0,35	13,2	0,413	0,839	0,347	20,8	8	28,8	400	5,7
1800,00	0,24	9,0	0,831	0,839	0,697	1255,4	8	1263,4	5695	93,9

Observa-se que no caso de uma sucção matricial próxima de zero, o nível de tensão máximo admissível é 4,2, concordando com os resultados experimentais onde, por exemplo, corpos de prova ensaiados em um nível de tensão $\sigma_d/\sigma_3 = 4,0$ e um teor de umidade de 16,0%, romperam com menos de 5.000 ciclos, motivo pelo qual não foram apresentados nesta pesquisa. Um incremento de 4% no teor de umidade, representa um acréscimo na sucção matricial de 59,9 kPa e o nível de tensão que o RCD admite sem romper é $\sigma_d/\sigma_3 = 5,7$. Os resultados experimentais mostraram que com $\sigma_d/\sigma_3 = 6,0$ ou 8,0

e teor de umidade de 13,0% o material apresenta colapso incremental a partir de 200.000 ciclos de carga. Por último, para um teor de umidade de 9,0%, a sucção matricial alcança um valor de 1.800 kPa, aumentando a resistência ao cisalhamento do material avaliado e concordando com os resultados experimentais apresentados no trabalho.

Trabalhos encontrados na literatura apresentam parâmetros de resistência ao cisalhamento de agregados reciclados de concreto (RCA), categoria dentro da qual se enquadra o RCD avaliado neste trabalho. Os valores dos parâmetros correspondem a ensaios de compressão simples, cisalhamento direto ou triaxial estático. A Tabela 5-6 apresenta as propriedades físicas e os parâmetros de resistência ao cisalhamento em agregados reciclados de concreto dos pesquisadores Gabr & Cameron (2012) e Arulrajah *et al.* (2014).

Quando comparadas as propriedades físicas ARC avaliado por Arulrajah *et al.* (2014) com o RCD desta pesquisa, se observam características similares. Ambos os materiais são britas bem graduadas, com pesos específicos parecidos, umidades de compactação ótimas próximas e os índices de suporte estão na mesma faixa. Contudo, os parâmetros da resistência ao cisalhamento diferem amplamente. Porém, deve-se considerar que as condições dos ensaios aplicados para a obtenção dos mesmos são diferentes.

Vale ressaltar que todos os ensaios de deformação permanente foram feitos para um único tempo de cura de 15 dias, e que pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb a relação $\sigma_d/\sigma_3 = 5,68$ define o nível de tensão máximo admissível do RCD na aplicação de cargas repetidas. Esse fato, permite confirmar que para as relações de tensão $\sigma_d/\sigma_3 = 6$ e 8 no teor de umidade ótima ou superior, o RCD apresenta ruptura, associada ao colapso incremental descrito na teoria do *Shakedown*.

Levando em consideração os resultados obtidos nesta pesquisa adotou-se neste trabalho o modelo M-EPDG da NCHRP1-37A, (2004), que não se aplica para prever de prever deformações plásticas após o ponto de fluência, visto que a partir desse ponto, as deformações associadas à fluência apresentam valores maiores do que seria tolerado na prática (NCHRP1-37A, 2004). Segundo Ba *et al.*, (2015) o nível de tensão encontrado de forma frequente nos materiais granulares convencionais empregados na pavimentação é $\sigma_d/\sigma_3 = 3$. O RCD avaliado nesta pesquisa comportou-se satisfatoriamente até um nível $\sigma_d/\sigma_3 = 4$.

Tabela 5-6. Características físicas e propriedades de resistência ao cisalhamento de agregados reciclados.

Propriedade do material	Pesquisa atual	Gabr & Cameron (2012)		Arulrajah <i>et al.</i> (2014)
	RCD	ARR	RCO	RCA
Pedregulho médio (%)	65	-	-	50,7
Areia (%)	30	-	-	45,7
Finos (%) tamanho menor de 75µm	5	5	7	3,6
Coefficiente de uniformidade C_u	61	-	-	33,3
Coefficiente de curvatura C_c	5	-	-	1,7
Classificação USCS	GW	-	-	GW
Densidade real aparente das partículas sólidas G_{sa}	2,73	-	-	2,6
Absorção da fracção grossa	7,7	-	-	4,7
Abrasão Los Angeles	38	-	-	28
Peso específico aparente seco máximo γ_{dmax} (kN/m ³)	19,5	19,2	19,9	19,6
Teor de umidade ótimo (%)	13	11,5	11	12
Índice de suporte Califórnia CBR (%)	140 - 175	90 - 143	120 - 215	118 - 160
Compressão simples RCS (kPa)	122 - 393	780***	265***	310 - 378
Ensaio de cisalhamento direto				
Coesão aparente pico (kPa)	0*	-	-	154
Ângulo de atrito pico (°)	52*	-	-	45
Ensaio triaxial estático				
Coesão aparente pico (kPa)	28**	82 - 117	41 - 85	0
Ângulo de atrito pico (°)	40**	48 - 65	48 - 60	53
RCD = Resíduo de construção e demolição da pesquisa atual;				
RCA = Agregado reciclado de concreto			* Obtidos do ensaio de cisalhamento rápido do MR (impondo $c=0$ kPa)	
ARR = Agregado reciclado de concreto Adelaide Resource Recovery			** Obtidos do ensaio de deformação permanente	
RCO = Agregado reciclado de concreto ResourceCo			*** Após 7 dias de cura a 65°C	

5.5. SIMULAÇÃO DA ESTRUTURA DO PAVIMENTO COM O RCD COMO MATERIAL GRANULAR

O software utilizado para a análise mecânica-empírica foi o M-EPDG da AASTHO. O programa tem como base a teoria da elasticidade. Na análise são usados parâmetros como o tráfego, caracterizado em termos de eixos padrão; variáveis ambientais; as propriedades mecânicas dos materiais caracterizados em termos de modelos constitutivos pré-determinados; o cálculo de deslocamentos, deformações e tensões com uso da teoria da

elasticidade; critérios de dimensionamento baseado na ruptura por fadiga do revestimento e nas deformações permanentes acumuladas em toda a estrutura (NCHRP1-37A, 2004).

Na simulação do pavimento flexível foram consideradas cinco estruturas, nas quais foram variados os materiais tanto das camadas granulares como a de revestimento asfáltico. A primeira estrutura, considerada como convencional em Brasília, se compõe de três camadas: a primeira é um concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ) com brita de calcário de 9,0 cm de espessura, seguido de uma base granular de calcário de 15 cm, sub-base granular em cascalho laterítico com 15 cm e finalmente o subleito argiloso (argila porosa de Brasília) foi considerado como um material semi-infinito, as dimensões foram tomadas da pesquisa de Sinisterra (2014). As variações nas estruturas consistiram na inclusão do RCD avaliado em uma ou nas três camadas estruturais do pavimento, como apresentado na Figura 5-14, as estruturas avaliadas não foram dimensionadas neste trabalho apenas verificou-se o que aconteceria nelas caso o material granular aqui estudado fosse utilizado em lugar do agregado de calcário comum no Distrito Federal.



Figura 5-14. Estruturas avaliadas na análise empírico-mecanística, de esquerda para a direita: a) estrutura convencional; b) estrutura com base de RCD; c) estrutura com base e sub-base em RCD; d) CBUQ e base em RCD; e) estrutura em RCD.

Os estudos de tráfego; estudos hidrológicos e de variáveis ambientais; custos de construção, rotineiros e de manutenção; estudo de solos; estudo funcional da rodovia, projeto

geométrico e projeto de pavimentação da rodovia federal BR-020/DF apresentada na Figura 5-15. Foram fornecidos pelo DNIT ao pesquisador Sinisterra (2014) e foram empregados durante a simulação apresentada nesta pesquisa. Essas informações podem ser consultadas no ANEXO 1.



Figura 5-15. Rodovia federal BR-020/DF (Fonte Wikipedia, 17/04/2016)

A caracterização física e mecânica do CBUQ fabricado com calcário ou com RCD utilizada na simulação foi tomada da pesquisa de Sinisterra (2014) e os dados de caracterização do subleito da pesquisa de Otálvaro (2013). Os parâmetros correspondentes ao RCD empregado na simulação foram obtidos ao longo desta pesquisa, os dados do material utilizados durante a simulação são apresentados no ANEXO 1.

Os resultados das simulações permitem determinar a possibilidade do uso do RCD como material granular na estrutura dos pavimentos flexíveis. Apesar de o M-EPDG fornecer informações das deformações em cada camada, as análises apresentadas neste trabalho focam apenas nas deformações permanentes geradas na camada de base e nas deformações totais do pavimento. A Figura 5-16. apresenta a análise típica da estrutura do pavimento mostrada no programa M-EPDG, na qual, se avalia a contribuição de cada uma das camadas do pavimento na deformação permanente total da estrutura. De acordo com o guia a deformação máxima da estrutura deve se limitar a 19 mm, linha horizontal pontilhada da Figura 5-16, e a deformação da camada de revestimento a 6 mm.

Os resultados expostos na Figura 5-16 correspondem à estrutura convencional de pavimento mostrada na Figura 5-14a. Observa-se que o afundamento máximo permitido na estrutura de 19 mm é atingido em aproximadamente 68 meses depois da rodovia ter entrado em operação. Porém, o afundamento máximo permitido para a camada de revestimento asfáltico acontece com menos de 3 anos de operação.

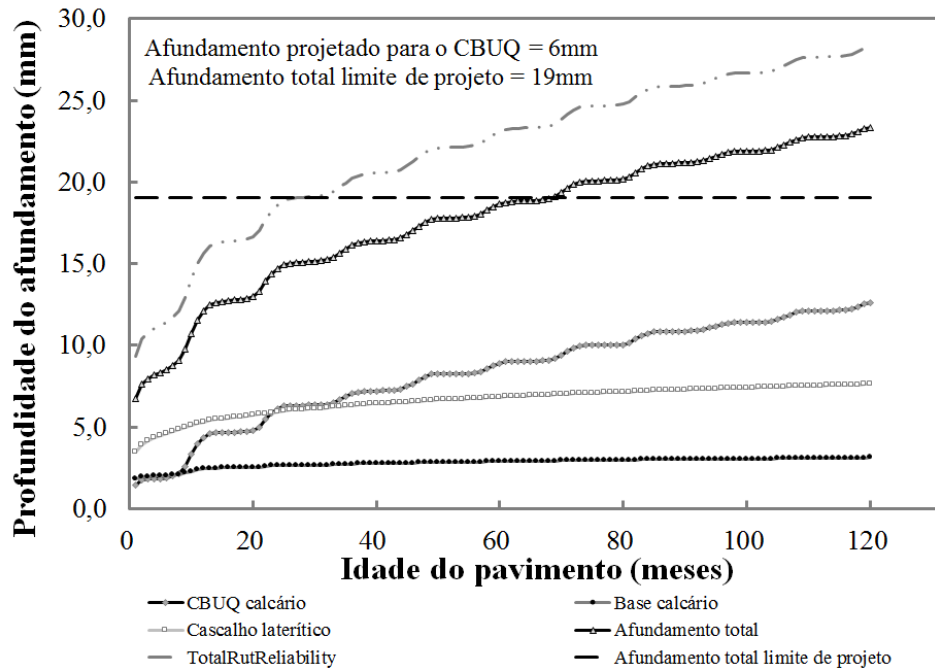


Figura 5-16. Avaliação estrutural do pavimento convencional com o programa M-EPDG.

As simulações permitiram definir que as deformações permanentes que se apresentam na base granular, não dependem unicamente do material que compõe esta camada. O deslocamento total depende também dos materiais subjacentes. A Figura 5-17 e a Figura 5-18 apresentam os resultados dos deslocamentos da camada de base para as diferentes estruturas avaliadas.

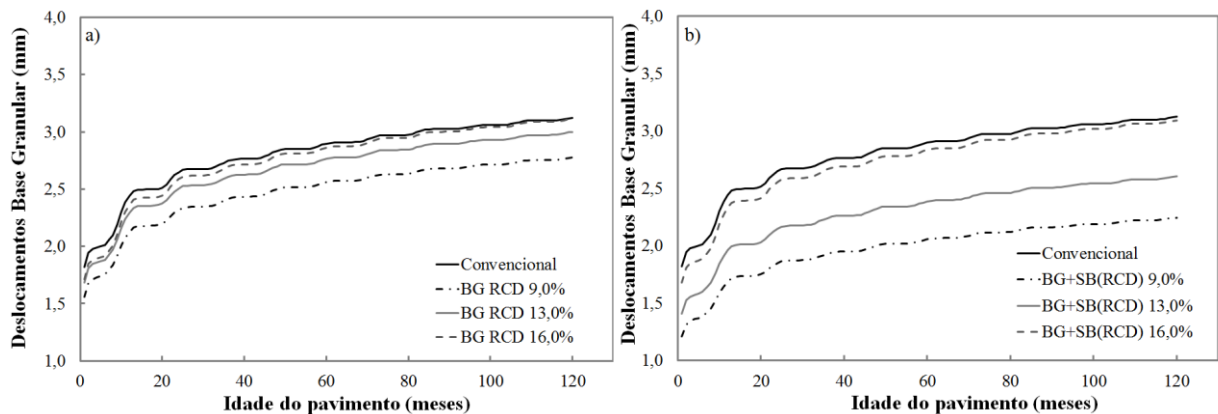


Figura 5-17. Variação dos deslocamentos da base granular segundo o teor de umidade: a) estrutura com base granular em RCD; b) estrutura com base e sub-base granular em RCD.

No caso da Figura 5-17, os deslocamentos permanentes da camada de base foram maiores quando a sub-base foi de cascalho laterítico. Ao modificar as duas camadas estruturais (base e sub-base) com RCD, os deslocamentos da base foram menores que na estrutura convencional, inclusive, no teor de umidade próximo à saturação ($w = 16,0\%$).

A Figura 5-18 ilustra os deslocamentos gerados na camada de base quando o revestimento asfáltico e a base são construídos com RCD (Figura 5-18a) e quando toda a estrutura do pavimento é projetada com RCD (Figura 5-18b).

Os maiores deslocamentos gerados na camada de base foram obtidos quando o revestimento asfáltico foi projetado com o RCD como agregado mineral da mistura, e a sub-base com cascalho laterítico, Figura 5-18a, indicando que essa combinação de materiais poderia apresentar uma deterioração prematura da estrutura do pavimento. Além disso, para os três teores de umidade avaliados, as deformações na base foram superiores às deformações da estrutura padrão (convencional). Em contrapartida, quando a estrutura do pavimento foi projetada totalmente com o RCD, os deslocamentos da camada de base foram semelhantes ou inclusive inferiores aos da estrutura convencional.

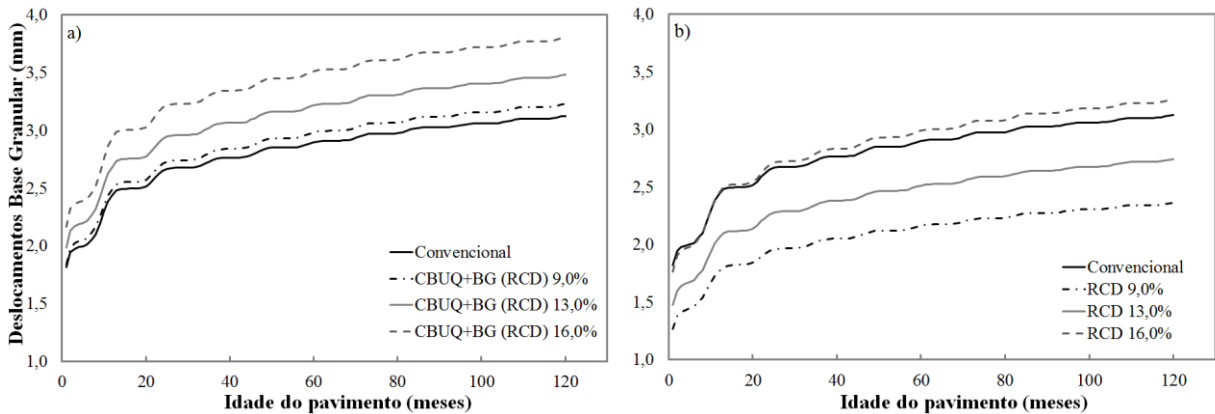


Figura 5-18. Variação dos deslocamentos da base granular segundo o teor de umidade: a) estrutura com CBUQ+BG_(RCD); b) estrutura completa em RCD.

Em termos gerais, observou-se que a melhor resposta quanto aos deslocamentos da camada de base foi obtida quando a sub-base e a base foram projetadas com RCD. O pior cenário ocorreu quando a camada de revestimento e a base foram projetadas em RCD.

Com relação à deformação total da estrutura do pavimento (ATR), e como exposto na Figura 5-16 o afundamento máximo admissível é 19 mm. No caso da estrutura convencional, o afundamento máximo foi atingido em um período de 68 meses o que equivale a 6,0 anos aproximadamente. Os tempos nos quais as outras estruturas avaliadas atingiram o limite do ATR são mostrados na Tabela 5-7.

Observa-se que as estruturas são susceptíveis às mudanças no teor de umidade, como tem sido mostrado ao longo da pesquisa. Porém, para os casos onde o RCD foi utilizado de forma parcial ou total nas camadas das estruturas de pavimento projetadas, a estrutura

atingiu os 19 mm de afundamento em períodos mais longos que quando projetada uma estrutura convencional.

Tabela 5-7. Idade na qual a estrutura atinge o afundamento de projeto.

Estrutura	Umidade (%)	Meses	Anos
(a) Convencional	5,5	68	5,7
(b) BG _(RCD)	9,0	108	9,0
	13,0	102	8,5
	16,0	92	7,7
(c) BG+SB _(RCD)	9,0	120	10,0
	13,0	108	9,0
	16,0	93	7,8
(d) CBUQ+BG _(RCD)	9,0	72	6,0
	13,0	70	5,8
	16,0	59	4,9
(e) RCD	9,0	83	6,9
	13,0	74	6,2
	16,0	68	5,7

A Figura 5-19 apresenta de forma resumida a evolução dos afundamentos da estrutura e os deslocamentos das bases granulares de calcário e RCD para as diferentes estruturas avaliadas. Para o período de 10 anos observa-se que os maiores deslocamentos gerados na camada de base (3,8 mm) foram causados quando o teor de umidade desta camada foi 16,0% e conseqüentemente o afundamento total da estrutura foi 24,4 mm. O menor valor de deslocamento na camada de base apresentou-se quando a estrutura de pavimento proposta incluiu base e sub-base em RCD, alcançando os 2,2 mm e o afundamento total na estrutura 18,8 mm.

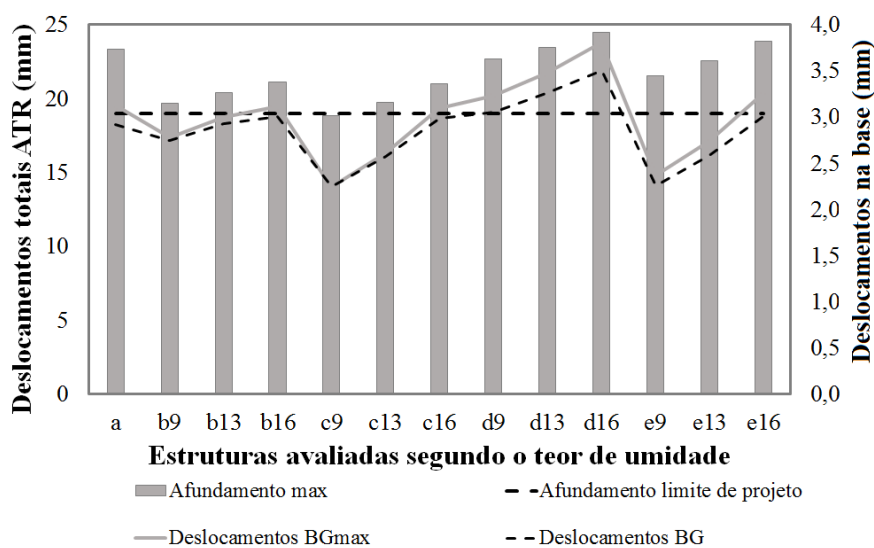


Figura 5-19. Afundamentos parciais e máximos das estruturas de pavimento avaliadas.

A Figura 5-20 ilustra a evolução dos afundamentos para as diferentes estruturas avaliadas.

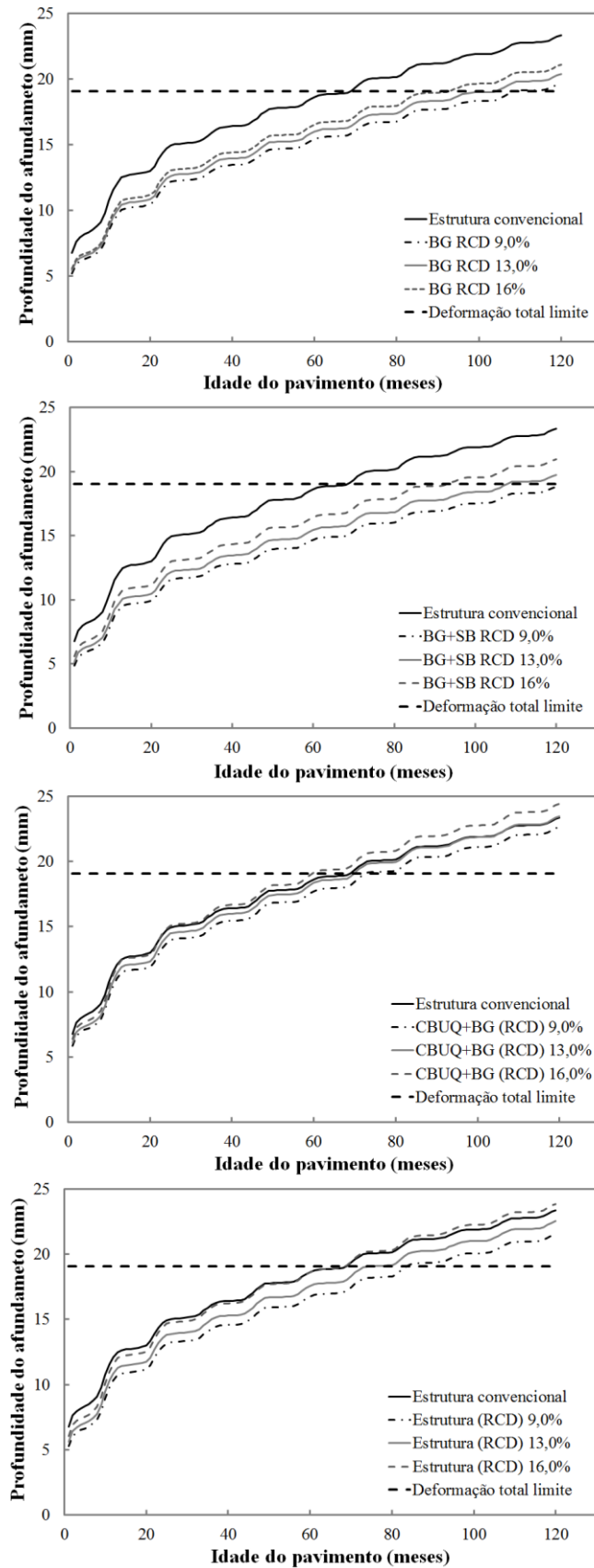


Figura 5-20. Afundamentos previstos nas estruturas dos pavimentos simulados nesta pesquisa.

Na Figura 5-20 se observa que a estrutura projetada com RCD nas camadas de revestimento asfáltico e base, teve afundamentos próximos ao calculado para a estrutura convencional. No caso onde o RCD fez parte de todas as camadas estruturais do pavimento, houve um ganho no período de tempo para atingir o limite de deformação. Contudo, quando as camadas de base e sub-base foram projetadas com RCD, mas, conservando o revestimento asfáltico com agregado de calcário, o tempo a mais que a estrutura demora para atingir o limite de deformação de 19 mm, varia de 2 a 4 anos dependendo do teor de umidade no RCD.

Segundo o comportamento mecânico observado durante a pesquisa e levando em consideração os resultados das simulações, conclui-se que é tecnicamente viável a utilização do RCD aqui analisado na construção das camadas de base e sub-base granular de pavimentos flexíveis.

5.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

No projeto de pavimentos baseados no modelo mecanístico-empírico podem ser consideradas a variação climática representada pela mudança no lençol freático ao longo do ano assim como a mudança na temperatura devido às estações.

Neste capítulo foi avaliada a capacidade do modelo mecanístico empírico proposto no relatório técnico da NCHRP1-37A (2004) para prever a deformação permanente do RCD utilizado nesta pesquisa para diferentes níveis de tensão e umidade. Os resultados do ajuste mostraram que o modelo prevê adequadamente a deformação permanente do material quando o mesmo está no ramo seco, ou seja, $w = 9,0\%$ e a relação de tensões variando de $2 < \sigma_d/\sigma_3 < 8$. Ou na umidade ótima, $w = 13,0\%$, nas tensões $2 < \sigma_d/\sigma_3 < 4$.

O processo de ajuste mostrou a aplicabilidade das equações do modelo proposto no guia M-EPDG, utilizando os dados experimentais obtidos dos ensaios de deformação permanente. Além disso, verificou-se que as modificações apresentadas nas equações (5-8) a (5-10) são satisfatórios.

O modelo mostrou dificuldades para prever a deformação permanente do RCD deste estudo a partir do ponto em que o RCD começou a apresentar deformações plásticas com taxas crescentes (ruptura), ou seja, após o ponto de fluência. Isso aconteceu nas tensões $6 < \sigma_d/\sigma_3 < 8$ nas umidades de 13,0 e 16,0%. O RCD analisado neste estudo começou o processo de ruptura a partir dos 200.000 ciclos de carga aproximadamente.

Os parâmetros ε_0 , β e ρ mostraram variação com a mudança no teor de umidade, sendo b decrescente com o aumento da umidade e ρ e ε_0 crescentes. O módulo de resiliência também é susceptível às mudanças no teor de umidade e quanto mais as deformações aumentam, menores são os valores de módulo.

A resistência ao cisalhamento para o teor de umidade ótimo do material foi estabelecida a partir de três ensaios diferentes: resistência à compressão simples; cisalhamento rápido e deformação permanente. Os parâmetros da resistência ao cisalhamento mostraram uma coesão não saturada $c_{13} = 28$ kPa e um ângulo de atrito $\phi' = 40^\circ$. Fazendo uma retroanálise, empregando a equação de Vanapalli *et al.* (1996) foi possível estabelecer os parâmetros da resistência ao cisalhamento saturada, sendo $c' = 8,0$ kPa e $\phi' = 40^\circ$.

A determinação da resistência ao cisalhamento, permitiu definir os níveis de tensão máximos admissíveis aos quais seria possível submeter o RCD sem provocar ruptura. No caso do material completamente saturado, $w = 16,0\%$, o nível máximo é $\sigma_d/\sigma_3 = 4,2$. Os corpos de prova submetidos ao ensaio de deformação permanente para esse nível de tensão e teor de umidade romperam com aproximadamente 5.000 ciclos de carga. No caso do teor de umidade de $13,0\%$, a relação de tensão máxima seria $\sigma_d/\sigma_3 = 5,7$ confirmando os resultados experimentais.

Para teores de umidade abaixo da umidade ótima, o RCD apresenta deformações permanentes que atingem valores estáveis o que é desejável na pavimentação. As deformações atingidas são menores que 2,0 mm e os níveis de tensão podem variar $2 < \sigma_d/\sigma_3 < 8$ sem que se apresente ruptura.

Conclui-se então que com o aumento do teor de umidade no material, as deformações axiais permanentes crescem rapidamente e são ainda maiores quando excedida a umidade ótima. Esse fato relacionou-se com a redução na sucção matricial, a qual decresce rapidamente com o aumento do teor de umidade.

As simulações de diferentes estruturas de pavimentos com substituição parcial ou total de agregados convencionais por RCD nas camadas estruturais do pavimento no programa M-EPDG permitiram definir que o RCD avaliado nesta pesquisa, atende tecnicamente os quesitos mínimos exigidos na pavimentação. Além disso, é recomendável construir para uma configuração de estrutura similar a analisada nesta pesquisa e para um tráfego como o avaliado, apenas a camada de base e sub-base com

agregado reciclado, uma vez que ao incluir este material no revestimento asfáltico, o afundamento total da estrutura cresce e o tempo de serviço da mesma diminui.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Durante o desenvolvimento desta pesquisa, os resultados obtidos a partir de diferentes ensaios aplicados ao resíduo e construção e demolição analisado permitiram definir o comportamento do material para diferentes condições de carregamento e umidade. A partir dos resultados obtidos foi possível fazer as afirmações a seguir:

Módulo de resiliência:

- Em média, os M_R obtidos, em diferentes períodos de cura, variaram entre 163 MPa e 303 MPa na energia intermediária, e 158 MPa e 270 MPa na energia modificada. O aumento no módulo durante os primeiros 60 dias foi relacionado com a presença de cimento remanescente no RCD, no caso do material avaliado com 365 dias, o aumento foi relacionado com a diminuição no teor de umidade do corpo de prova, que passou de 13%, no momento da compactação, a 11%, após o ensaio, o que aumentou o valor da sucção indicando a importância da curva de retenção de água do material no comportamento mecânico do mesmo;
- Com relação aos ensaios de módulo realizados em amostras saturadas, os resultados mostraram que o grau de saturação do material influencia no comportamento resiliente deste material granular, independente da energia de compactação empregada;
- O modelo Universal, Uzan (1985), que foi empregado para a previsão do módulo de resiliência, leva em consideração as tensões volumétricas e desvio octaédrica as quais por sua vez afetam os valores de módulo, dependendo da energia de compactação empregada. A energia de compactação promove a quebra do RCD, porém, a granulometria resultante se aproxima a curva granulométrica de densidade máxima Fuller. Essas observações permitem concluir que o modelo Universal considera, mas de forma indireta, a degradação ou quebra do RCD durante a compactação;
- Segundo as observações feitas durante o desenvolvimento da pesquisa, as propriedades resilientes obtidas mediante o ensaio de módulo de resiliência no laboratório são comparáveis em magnitude com os agregados naturais de basalto e calcário utilizados nesta pesquisa para comparação.

Curvas de retenção de água:

- As curvas de retenção de água (WRC) do RCD foram obtidas mediante a combinação de duas técnicas, translação de eixos (ATT) e papel filtro (FP). O equipamento e as técnicas empregadas constituem uma forma efetiva e econômica para determinar as propriedades de retenção de água dos resíduos de construção e demolição, que não se encontram facilmente na literatura;
- Os resultados laboratoriais mostraram que existe uma influência direta entre a energia de compactação empregada e a curva de retenção de água;
- A forma de cada curva de retenção de água sugere uma distribuição de poros multimodal. Foi possível identificar três tamanhos de poros dominantes, utilizando um modelo que relaciona a sucção capilar com os diâmetros dos poros;
- Sob as condições laboratoriais aplicadas, demonstrou-se que o teor de água e a energia de compactação influenciam mais a parte inicial das curvas de retenção de água, do que a parte final. Assim, as alterações na forma inicial das WRC podem estar diretamente relacionadas à quebra das partículas durante o processo de compactação.

Deformação permanente e Shakedown:

- Os resultados laboratoriais mostraram que a deformação axial permanente cresce com o aumento da relação de tensão e umidade. Porém, para o nível de tensão mais baixo, $\sigma_d/\sigma_3 = 2,0$, a deformação permanente acumulada foi menor que 1,0% atingindo uma estabilidade associada com o *Shakedown* plástico. Por outro lado, para relações de tensão altas, $6 \leq \sigma_d/\sigma_3 \leq 8$, as deformações permanentes foram sempre crescentes e levando a estrutura ao colapso. Este comportamento foi associado ao colapso incremental, última faixa de deformação na teoria do *Shakedown*;
- Vários modelos analíticos e empíricos foram empregados para analisar a deformação permanente do RCD. Contudo, os modelos em função do número de ciclos não conseguiram prever os incrementos súbitos da deformação quando a umidade e as tensões aumentaram. Por outro lado, o modelo proposto por Pérez *et al.* (2006) foi o que melhor se ajustou às mudanças dos dados experimentais quando as variáveis umidade e relação de tensão aumentam. Isso foi comprovado mediante o coeficiente R^2 que foi próximo da unidade.

Degradação das partículas:

- Existe uma evidente degradação das partículas do material. Essa quebra se evidencia a partir da variação da curva granulométrica após a compactação e ensaios cíclicos, e se confirma com o cálculo dos diferentes índices de quebra. A partir dos resultados, conclui-se que a maior degradação do RCD ocorreu durante a compactação do material e a energia modificada é a que produz a maior quebra;
- Mediante a técnica AIMS, observou-se que a forma das partículas se torna mais cúbica após compactação, facilitando o intertravamento das partículas durante a aplicação de carregamentos cíclicos. Em geral, as partículas do RCD, analisadas no AIMS, apresentam uma angularidade sub-arredondada;
- Durante os diferentes ensaios aos quais foram submetidos os corpos de prova de RCD, observou-se uma degradação nas partículas de agregado. Este fato é mais evidente nos tamanhos superiores a 4,75 mm. Existe uma degradação do material durante o processo de compactação, e durante a aplicação dos carregamentos cíclicos não obedecendo a um padrão.

Modelagem segundo o M-EPDG

- O modelo proposto no guia mecanístico-empírico da NCHRP1-37a (2004) mostrou dificuldades para prever a deformação permanente do RCD a partir do ponto em que o RCD começou a apresentar deformações plásticas com taxa crescente, ou seja após o ponto de fluência. Isso aconteceu nas tensões $6 < \sigma_d/\sigma_3 < 8$ nas umidades de 13,0% e 16,0%. O RCD iniciou o processo de ruptura a partir dos 200.000 ciclos de carga aproximadamente;
- Os parâmetros ϵ_0 , β e ρ mostraram variação com a mudança no teor de umidade, sendo β decrescente com o aumento da umidade e os demais ρ e ϵ_0 crescentes. O módulo de resiliência também é susceptível às mudanças no teor de umidade e quanto mais as deformações aumentam, menores são os valores de módulo. Com o aumento das deformações axiais permanentes e resilientes, diminui a resistência do material a deformações;
- A resistência ao cisalhamento para o teor de umidade ótimo do material foi estabelecida a partir de dois ensaios diferentes: resistência à compressão simples e cisalhamento rápido. Os parâmetros da resistência ao cisalhamento mostraram uma coesão não saturada a 13,0% de umidade $c_{13} = 28$ kPa e um ângulo de atrito $\phi = 40^\circ$. Fazendo uma retroanálise, empregando a equação de Vanapalli *et al.* (1996), foi

possível estabelecer os parâmetros da resistência ao cisalhamento saturada, sendo $c' = 8,0$ kPa e $\phi = 40^\circ$;

- A determinação da resistência ao cisalhamento permitiu definir os níveis de tensão máximos admissíveis aos quais seria possível submeter o RCD sem provocar ruptura. No caso do material completamente saturado, $w = 16,0\%$, a relação de tensões poderia ser no máximo $\sigma_d/\sigma_3 = 4,2$. Os corpos de prova submetidos ao ensaio de deformação permanente para esse nível de tensão e teor de umidade romperam com aproximadamente 5.000 ciclos de carga. No caso do teor de umidade de 13,0%, a relação de tensão máxima seria $\sigma_d/\sigma_3 = 5,7$ o que foi confirmando nos resultados experimentais;
 - Para teores de umidade abaixo da umidade ótima, o RCD apresenta deformações permanentes que atingem valores estáveis, o que é desejável na pavimentação. As deformações atingidas são menores que 1,0% e os níveis de tensão podem variar $2 < \sigma_d/\sigma_3 < 8$ sem que ocorra ruptura.

Conclusões gerais

- Os ensaios mostraram que o RCD desta pesquisa é sensível às variações de tensão e umidade. Quanto maiores as relações de tensões e as umidades aplicadas, pior foi a resposta mecânica do material tanto na deformação permanente quanto no módulo de resiliência, o qual diminuiu consideravelmente com o aumento do número de ciclos. Os corpos de prova onde a umidade de ensaio foi 16% não completaram a sequência de ciclos projetada e, com exceção da relação de tensões $\sigma_d/\sigma_3 = 2$, romperam;
- Com o aumento do teor de umidade no material, as deformações axiais permanentes crescem rapidamente e são ainda maiores quando excedida a umidade ótima. Esse fato relacionou-se com a redução na sucção matricial, a qual decresce rapidamente com o aumento do teor de umidade;
- No caso de se empregar o RCD para a construção de bases ou sub-bases granulares, é recomendável construir uma boa rede de drenagem, que mantenha em condições de umidade ótima o material granular alternativo. O contato excessivo com a água promove o acúmulo de deformação permanente e provavelmente o colapso total da estrutura do pavimento;
- As simulações de diferentes estruturas de pavimentos com substituição parcial ou total de agregados convencionais por RCD nas camadas estruturais do pavimento no programa M-EPDG permitiram definir que o RCD, avaliado nesta pesquisa, cumpre

tecnicamente com os quesitos mínimos exigidos em pavimentação. Além disso, é recomendável construir apenas a camada de base e sub-base com agregado reciclado, uma vez que ao incluir este material no revestimento asfáltico convencional (sem polímeros), o afundamento total da estrutura cresce e o tempo de serviço da mesma diminui;

- A hipótese da pesquisa é aceita, uma vez que as deformações permanentes atingiram valores iguais ou menores que as obtidas no pavimento convencional;
- A partir dos dados experimentais e das simulações numéricas é possível dizer que o RCD utilizado nesta pesquisa constitui uma alternativa tecnicamente viável para substituir de maneira parcial ou total as camadas granulares base, sub-base e revestimento asfáltico na construção de pavimentos flexíveis.

Pesquisas futuras

A pesquisa atual e as desenvolvidas por Gómez (2011) Sinisterra (2014) e Souza (2015) avaliaram o uso potencial do resíduo de construção e demolição do Distrito Federal para a construção de estruturas de pavimentos flexíveis com agregados reciclados. Para validar o uso desse material são propostos a seguir alguns fatores ainda não avaliados:

- O RCD é um material heterogêneo e essa heterogeneidade pode modificar a degradação do material durante o processo de compactação. Uma alternativa para prever a degradação durante esse processo seria controlar a quantidade de cerâmicos brancos e vermelhos presentes no RCD, uma vez que esses materiais são mais susceptíveis à quebra por impacto;
- Avaliar a resistência ao cisalhamento do RCD mediante ensaios triaxiais com medição de sucção;
- Executar um trecho experimental em Brasília que inclua RCD em todas as camadas do pavimento flexível, com o intuito de avaliar em campo o comportamento do RCD quando submetido as variações sazonais e de tráfego reais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO. (1999). AASHTO T 307-99. Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials.
- ABNT. (1996). NBR 7215. Cimento Portland - Determinação da Resistência à Compressão.
- ABNT. (2003). NBR 15115. Agregados Reciclados de Resíduos Sólidos da Construção Civil – Execução de Camadas de Pavimentação – Procedimentos.
- ABNT. (2004). NBR 15116. Agregados Reciclados de Resíduos Sólidos de Construção Civil - Utilização em Pavimentação e Preparo de Concreto sem Função Estrutural - Requisitos.
- Amorim, E. (2013). Viabilidade Técnica Econômica de Misturas de Solo-RCD em Camadas de Base de Pavimentos Urbanos. Estudo de Caso: Município de Campo Verde - MT. Tese (Doutorado), Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, D.F., Brasil, 151p.
- Arm, M. (2001). Self-cementing properties of crushed demolished concrete in unbound layers: results from triaxial tests and field tests. *Waste Manag.*, 21(3): 235–9.
- Arulrajah, A., Disfani, M.M., Horpibulsuk, S., Suksiripattanapong, C. & Prongmanee, N. (2014). Physical properties and shear strength responses of recycled construction and demolition materials in unbound pavement base/subbase applications. *Constr. Build. Mater.*, 58: 245–257.
- Arulrajah, A., Piratheepan, J., Disfani, M.M. & Bo, M.W. (2013). Resilient moduli response of recycled construction and demolition materials in pavement subbase applications. *J. Mater. Civ. Eng.*, 25(12): 1920–1928.
- ASTM. (2002). ASTM D6836-02. Standard Test Methods for Determination of the Soil Water Characteristic Curve for Desorption Using Hanging Column, Pressure Extractor, Chilled Mirror Hygrometer, or Centrifuge.
- Ba, M., Tinjum, J.M. & Fall, M. (2015). Prediction of permanent deformation model parameters of unbound base course aggregates under repeated loading. *Road Mater. Pavement Des.*, 16(4): 854–869.
- Bakoss, S.L., & Ravindrarajah, R.S. (1999). Recycled Construction and Demolition Materials for use in Roadworks and other Local Government Activities. Institute of Municipal Engineering Australia, University of Technology, Sydney, Austrália, 78p.
- Balzan, D.C., Gallett, F.V, Melo, V.L., Pires, L.M. (2003). Utilização de agregado reciclado de obras de construção civil em pavimentos urbanos. especificação e obras no município de são paulo. 12a Reunião Anual de Pavimentação, Aracajú, Brasil.
- Bernucci, L.L.B., Motta, L.M.G., Ceratti, J.A.P., Soares, J.B. (2008). Pavimentação asfáltica. Formação Básica para Engenheiros. Rio de Janeiro.
- Bessa, I., Castelo Branco, V., Soares, J. (2009). Caracterização de agregados convencionais e alternativos utilizando técnicas de processamento digital de imagens. III Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, ANPET, Vitória ES.
- Bessa, I.S. (2012). Avaliação do processamento digital de imagens como ferramenta para caracterização de agregados e misturas asfálticas. Dissertação (Mestrado), Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia de Transportes, Programa de Pós-graduação em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil, 154p.
- Brito-Filho, J.A. (1999). Cidades versus entulhos. Seminário desenvolvimento sustentável e a reciclagem na construção civil., 56–67.
- Carpenter, a C., Gardner, K.H., Fopiano, J., Benson, C.H. & Edil, T.B. (2007). Life cycle based risk assessment of recycled materials in roadway construction. *Waste Manag.*, 27(10): 1458–64.
- Cerni, G., Cardone, F. & Bocci, M. (2012a). Permanent deformation behaviour of unbound recycled mixtures. *Constr. Build. Mater.*, 37: 573–580.
- Cerni, G., Cardone, F., Virgili, A. & Camilli, S. (2012b). Characterisation of permanent

- deformation behaviour of unbound granular materials under repeated triaxial loading. *Constr. Build. Mater.*, 28(1): 79–87.
- Chandler, R.J., Crilly, M.S., & Montgomery-Smith, G. (1992). A low-cost method of assessing clay desiccation for lowrise buildings. *Proceedings, Institute of Civil Engineering*, Vol 92, No. 2, 82–89.
- Collings, I.F. & Boulbibane, M. (2000). Geomechanical analysis of unbound pavements based on shakedown theory. *J. Geotech. Geoenvironment Eng.*, 126(1): 50–59.
- CONAMA. (2002). Resolução nº307 de 5 de julho de 2002. processo nº02000.001641/2000-15. assunto: dispõe sobre resíduos da construção civil.
- Croney, D., & Coleman, J.D. (1961). Pore pressure and suction in soils. *Proceedings of the Conference on Pore Pressure and Suction in Soils*, Butterworths, London., 31–37.
- Delongui, L. (2012). Caracterização e Adequação dos Resíduos da Construção Civil Produzidos no Município de Santa Maria - RS para Aplicação em Pavimentação. Tese (Doutorado), Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Área de Concentração em Construção Civil e Preservação Ambiental, Universidade Federal de Santa Maria (UFSM,RS), Brasil, 220p.
- Diamond, S. (1970). Pore size distributions in clays. *Clays Clay Miner.*, 18(1): 7;23.
- Dias, J.F., Agopyan, V., Bernucci, L.L. B., Moura, E. (2006). Avaliação do módulo de resiliência de misturas solo agregado reciclado cerâmico em função do esqueleto granular do agregado. 13a Reunião de Pavimentação Urbana, Maceió, Brasil.
- DNER. (1979). DNER-PRO 011. Avaliação Estrutural dos Pavimentos Flexíveis.
- DNER. (1994). DNER-ME 086. Agregado - Determinação do Índice de Forma.
- DNER. (1996). Manual de Pavimentação. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico - IPR/DNER. Rio de Janeiro.
- DNER. (1997). DNER-ES 303. Pavimentação - Base Estabilizada Granulometricamente.
- DNER. (1999). DNER-ME 398. Agregados - Índice de Degradação após Compactação Proctor.
- DNIT. (2010). DNIT 141-ES. Pavimentação - Base Estabilizada Granulométricamente - Especificação de Serviço.
- Durner, W. (1994). Hydraulic conductivity estimation for soils with heterogeneous pore structure. *Water Resour. Res.*, 30: 211;223.
- ECS. (2007). EN13286-7. Unbound and Hydraulically Bound Mixtures - Part 7: Cyclic Load Triaxial Test for Unbound Mixtures.
- Embus D. Quintero L. (2015). Influencia del Contenido de Humedad en el Comportamiento Mecánico de un Residuo de Construcción y Demolición (RCD) como Material de la Estructura del Pavimento. Pontificia Universidad Javeriana, Cali, Colombia.
- EPA. (2003). Building-Related. Construction and Demolitions Materials Amounts.
- Farias, M M, Gómez , AMJ, Quiñones, FS. (2013). Use of recycled aggregates from construction and demolition wastes for the construction of flexible pavements. Third International Conference on Geotechnique, Construction Materials and Environment., Nagoya, Japan.
- Farias, M.M. (2009). Materiais reciclados para utilização em pavimentação, Projeto PRONEX, processo 2009/00111-1, Brasília, D.F.
- FHWA. (2006). Long-Term Pavement Performance Program Seasonal Variations in the Moduli of Unbound Pavement Layers.
- François, D. & Jullien, A. (2009). A framework of analysis for field experiments with alternative materials in road construction. *Waste Manag.*, 29(1): 374–82.
- Fredlund, D.G., & Xing, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. *Can. Geotech. J.*, 31: 521–532.
- Fredlund, D.G. & Rahardjo, H. (2012). Unsaturated soil mechanics in engineering practice.
- Fuller, W. and Thompson, S.E. (1907). The laws of proportioning concrete. *Am. Soc. Civ. Eng.*, 1503: pp. 67–143.
- Gabr, a. R. & Cameron, D. a. (2012). Permanent strain modelling of recycled concrete aggregate for unbound pavement construction. *J. Mater. Civ. Eng.*, : 120928073547009.
- Garnica, P. Pérez, N. Gómez, J. (2001). Módulos de Resiliencia en Suelos Finos y Materiales Granulares. *Publicación Técnica N. 142.*
- GEAR. (2011). Guía Española de Áridos Reciclados Procedentes de Residuos de Construcción y

- Demolição (RCD), Asociación Española de gestores de Residuos de Construcción y Demolição (GERD), España, 292p.
- van Genuchten, M. (1980). A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 44: 892–898.
- Gitirana Jr., G., & Fredlund, D.G. (2004). Soil-water characteristic curve equation with independent properties. *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, 130(2): 209–212.
- Gómez, A.M. J., Farias, M.M., Cordão-Neto, M., Otálvaro, C.I.F. (2014). Water retention curve and particle breakage of aggregates recycled from demolition waste. *J. Civ. Eng. Archit.*, Volume 8(No. 9): 1194–1203.
- Gómez, A.M.J. (2011). Estudo Experimental de um Resíduo de Construção e Demolição (RCD) Para Utilização Em Pavimentação. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília.
- Gómez, A.M.J., Farias, M.M. & Neto, M.P.C. (2011). Water retention curve and particle breakage of aggregates recycled from a demolition waste.
- Gómez, A.M.J., Farias, M.M., Souza, M.V.R. & Otálvaro, I.F.O. (2013). Water retention properties of a demolition waste. *Advances in Unsaturated Soils*, . Taylor & Francis Group, London, 237–241.
- Góngora, I.A.G. (2011). Utilização de Geossintéticos como Reforço de Estradas não Pavimentadas: Influência do Tipo de Reforço e do Material de Aterro. Universidade de Brasília.
- Green, R. (2001). *Energy-based Evaluation and Remediation of Liquefiable Soils*. Virginia Polytechnic Institute and State University.
- Guimarães. (2001). Estudo de Deformação Permanente em Solos e a Teoria do Shakedown Aplicada a Pavimentos Flexíveis. Universidade Federal de Rio de Janeiro UFRJ/COPPE.
- Guimarães. (2009). Um Método Mecânico Empírico para a Previsão da Deformação Permanente em Solos Tropicais Constituintes de Pavimentos. Universidade Federal de Rio de Janeiro UFRJ/COPPE.
- Gupta, S., Kang, D.H. & Ranaivoson, A. (2009). *Hydraulic and Mechanical Properties of Recycled Materials*. Water, Minnesota department of Transportation 395 John Ireland Boulevard, Mail Stop 330 St. Paul, MN 55155, Minnesota.
- Hardin, B.O. (1985). Crushing of soil particles. *J. Geotech. Eng. ASCE*, 111(10): 1177–1192.
- Hendriks, Ch. & Janssen, G. (2001). Reuse of construction and demolition waste in the Netherlands for road constructions. *HERON*, 46(2): 109–117.
- [https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/a/a3/BR020_sentido_OL_em_Sobradinho_\(D F\).jpg](https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/a/a3/BR020_sentido_OL_em_Sobradinho_(D F).jpg), acesso à internet 17-04-16.
- Indraratna Lackenby & Christie. (2005). Effect of confining pressure on the degradation of ballast under cyclic loading. *Geotechnique*, 55(4): 325–328.
- Indraratna, B., & Salim, W. (2002). Modelling of particle breakage of coarse aggregates incorporating strength and dilatancy. *Geotech. Eng.*, 155(4): 243–252.
- Kancherla, A. (2004). Resilient modulus and permanent deformation testing of unbound granular materials. Thesis Submitted to the Office of Graduate Studies of Texas A&M University in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science, Texas A&M University, 159p.
- Kartam, N., Al-Mutairi, N., Al-Ghusain, I. & Al-Humoud, J. (2004). Environmental management of construction and demolition waste in Kuwait. *Waste Manag.*, 24(10): 1049–59.
- Kazmierczak, C.S. (2001). Resíduos de construção e demolição: um problema ou uma oportunidade de negócios? *Rev. Mens. do Cons. Reg. Eng. Arquitetura e Agron. do Rio Gd. do Sul*, (43): 28.
- Kolisoja, P. (1997). *Materials, Resilient Deformation Characteristics of Granular Materials*. Thesis for the degree of Doctor of Technology, Publication 223, Tampere University of Technology, Tampere. 216 p.
- Kolisoja, P., Saarenketo, T., Peltoniemi, H. & Vuorimies, N. (2000). Laboratory testing of suction and deformation properties of base course aggregates (02): 83–89.
- Kootstra, B.R., Ebrahimi, A., Edil, T. B., Benson, C.H. (2010). Plastic deformation of recycled base materials. *GeoFlorida: Advances in Analysis, Modelling & Design*, 2682–2691.
- Lade, P. V., Yamamuro, J.A. & Bopp, P.A. (1996). Significance of particle crushing in granular

- materials. *Geotech. Engineering*, 122(4): 309–316.
- Lee, K. L. & Farhoomand, I. (1967). Undrained sand behavior in axisymmetric test at high pressures. *J. Geotech. Eng. ASCE*, 122(2): 120 – 129.
- Leite, F.D.C., Motta, R.D.S., Vasconcelos, K.L. & Bernucci, L. (2011). Laboratory evaluation of recycled construction and demolition waste for pavements. *Constr. Build. Mater.*, 25(6): 2972–2979.
- Lekarp, F. & Dawson, A. (1998). Modelling permanent deformation behaviour of unbound granular materials. *Constr. Build. Mater.*, 12(1): 9–18.
- Lekarp, F., Isacsson, U. & Dawson, A. (2000a). State of the art. i resilient response of unbound aggregates. *J. Transp. Eng.*, 126(N°1): 66–75.
- Lekarp, F., Isacsson, U. & Dawson, A. (2000b). State of the art. ii: permanent strain response of unbound aggregates. *J. Transp. Eng.*, 126(N°1): 76–83.
- Li, J. (2013). Permanent deformation and resilient modulus of unbound granular materials. A thesis submitted to the graduate faculty in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science, Iowa State University, Iowa, 319p.
- Lima. (2016). Estudo da Deformação Permanente de Duas Britas Graduadas para Uso em Camadas de Pavimentos. Universidade Federal de Rio de Janeiro UFRJ/COPPE.
- Marinho, F.A.M., & Oliveira, O.M. (2006). The filter paper method revisited. *Geotech. Test. J.*, 29(3): 1–9.
- Marinho, F.A.M., Chandler, R.J. (1994). On the relationship between suction and degree of saturation of soils. 2° Simpósio Sobre Solos Não Saturados, Recife, Brasil, 8.
- Marinho, F.A.M. (2005). Nature of soil–water characteristic curve for plastic soils. *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, 131(5): 654–661.
- Marsal, R.J., & Resendiz, D. (1975). *Earth and Earth-Rock Dams* (in Spanish). Mexico.
- Marsal, R.J. (1973a). Mechanical properties of rockfill. *Embankment-Dam Engineering*, vol Casagrande. New York.
- Marsal, R.J. (1973b). Mechanical properties of rockfill. *Embankment-Dam Engineering*, vol Casagrande. New York.
- Masad, E.A. (2005). *Aggregate Imaging System (AIMS): Basics and Applications*.
- Mascarenha, M.M.A., Cordão-Neto, M.P., Romero, E. (2011). Influence of the microstructure on the hydro-mechanical behaviour of a natural silty clay. *Unsaturated Soils*, . © 2011 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-60428-4, London, 167–172.
- Medina & Motta. (2015). *Mecânica dos Pavimentos*. 3 Edição. Rio de Janeiro.
- Molenaar, A. & van Niekerk, A. (2002). Effects of gradation, composition, and degree of compaction on the mechanical characteristics of recycled unbound materials. *Transp. Res. Rec.*, 1787(02): 73–82.
- Motta, L.M., Fernandes, C. (2003). Utilização de resíduo sólido da construção civil em pavimentação urbana. 12a Reunião Anual de Pavimentação, Aracajú, Brasil.
- Motta, R.S. (2005). Estudo Laboratorial de Agregado Reciclado de Resíduo Sólido da Construção Civil para Aplicação em Pavimentação de Baixo Volume de Tráfego. Dissertação (Mestrado), Departamento de Engenharia de Transportes, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, 134p.
- Muñoz, D.T. Zapata, I.V. (2015). *Uso de Galgas Electromagnéticas en el Control de Calidad de Bases y Subbases en Campo*. Pontificia Universidad Javeriana Cali.
- Nataatmadja, A., T.Y.L. (2001). Resilient response of recycled concrete road aggregates. *Transp. Eng.*, 127(N°5): 450–453.
- NCHRP1-37A. (2004). *Guide for Mechanistic-Empirical Design - AppGG-1 : Calibration of permanent deformation models for flexible Structures, Rehabilitated Pavement Of, Calibration Deformation, Permanent Pavements, F O R Flexible pavements*.
- Nimmo, J.R. (2004). Porosity and Pore Size Distribution. *Enycl. Soils Environ*. London, Elsevier,.
- Otálvaro, I.F.C. (2013). *Comportamento Hidromecânico de um Solo Tropical Compactado*. Tese (Doutorado), Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, D.F., Brasil, 123p.

- Pan, T., Tutumluer, E. & Anochie-Boateng, J. (2006). Aggregate morphology affecting resilient behavior of unbound granular materials. *Transp. Res. Board*, 1952: 12–20.
- Park, T. (2003). Application of construction and building debris as base and subbase materials in rigid pavement. *Transp. Eng.*, (October): 558–563.
- Pérez, I. & Gallego, J. (2010). Rutting prediction of a granular material for base layers of low-traffic roads. *Constr. Build. Mater.*, 24(3): 340–345.
- Pérez, I., Medina, L. & Gallego, J. (2009). Plastic deformation behaviour of pavement granular materials under low traffic loading. *Granul. Matter*, 12(1): 57–68.
- Pérez, I., Medina, L. & Romana, M.G. (2006). Permanent deformation models for a granular material used in road pavements. *Constr. Build. Mater.*, 20(9): 790–800.
- Petkovic, G., Engelsen, C.J., Håøya, A.-O. & Breedveld, G. (2004). Environmental impact from the use of recycled materials in road construction: method for decision-making in norway. *Resour. Conserv. Recycl.*, 42(3): 249–264.
- PINE. (2011). Aggregate image measurement system.
- PMSP/SP. (2003). Ets-001. camadas de reforço do subleito, sub-base e base mista de pavimento com agregado reciclado de resíduos sólidos da construção civil.
- PMSP/SP – 001. (2003). Camadas de reforço do subleito, sub-base e base mista de agregado reciclado de resíduos sólidos de construção civil. especificação de serviço.
- Poon, C.S. (1997). Management and recycling of demolition waste in hong kong. *Waste Manag. Res.*, 15(6): 561–572.
- Poon, C.S. & Chan, D. (2006). Feasible use of recycled concrete aggregates and crushed clay brick as unbound road sub-base. *Constr. Build. Mater.*, 20(8): 578–585.
- Puppala, A.J., Mohammad, L.N. & Allen, A. (1999). Permanent deformation characterization of subgrade soils from rlt test. *J. Mater. Civ. Eng.*, 11(N°4): 274–282.
- Rahardjo, H., Vilayvong, K. & Leong, E.C. (2011). Water characteristic curves of recycled materials. *Geotech. Test. J.*, 34(1): 1–8.
- Richards, B. (1965). Measurement of the free energy of soil moisture by the psychrometric technique using thermistors. moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas.
- Romero, E., Gens, A. & Lloret, A. (1999). Permeability, water retention and microstructure of unsaturated compac-ted boom clay. *Eng. Geol.*, (54): 117–127.
- Rondón, H.A. (2008). Comportamiento de un material granular no tratado en ensayos triaxiales ciclicos con presion de confinamiento constante (PCC) y variable (PCV). Universidad de Los Andes.
- Rondón, H.A. & Reyes, F. (2009). Deformación permanente de materiales granulares en pavimentos flexibles: estado del conocimiento. *Rev. Ing. Univ. Medellín*, 8(14): 71–94.
- Saevarsdottir, T. & Erlingsson, S. (2013). Water impact on the behaviour of flexible pavement structures in an accelerated test. *Road Mater. Pavement Des.*, 14(2): 256–277.
- Salim, W. & Indraratna, B. (2004). A new elastoplastic constitutive model for coarse granular aggregates incorporating particle breakage. *Can. Geotech. J.*, 41: 657–671.
- Santos, E.C. (2007). Aplicação de resíduos de construção e demolição reciclados (RCD-R) em estruturas de solo reforçado. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.
- Schrefler, B. a., Bolzon, G. & Zienkiewicz, O.C. (1996). Elastoplastic soil constitutive laws generalized to partially saturated states. *Géotechnique*, 46(2): 279–289.
- Sharp, R.W. & Booker, J.R. (1984). Shakedown of pavements under moving surface loads. *Jounal Transp. Eng.*, 110(1): 1–14.
- Sinisterra, F. (2014). Aplicabilidade de Resíduos Reciclados da Construção e Demolição como Agregados em Misturas Asfálticas. Tese (Doutorado), Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, D.F., Brasil, 168p.
- Soliman, H. & Shalaby, A. (2015). Permanent deformation behavior of unbound granular base materials with varying moisture and fines content. *Transp. Geotech.*, 4: 1–12.
- Souza, M.V.. (2013). Avaliação de resíduos de construção e demolição (rcd) aplicados em pavimentação. Exame de Qualificação, Faculdade de Tecnologia, Departamento de

- Engenharia Civil e Ambiental, Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, D.F., Brasil, 68p.
- Souza, M.V.R. (2015). Comportamento Mecânico de um Agregado Reciclado como Base de Pavimento Flexível a partir de um Modelo Físico. Tese (Doutorado), Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, D.F., Brasil, 125p.
- Stolle, D., Guo, P. & Liu, Y. (2009). Resilient modulus properties of granular highway materials. *Can. J. Civ. Eng.*, 36(4): 639–654.
- Svehla, G. (1979). VOGEL'S Text Book of Macro and Semimicro Qualitative Inorganic Analysis. Fifth edit. London and New York.
- Tam, V.W.Y., Wang, K. & Tam, C.M. (2008). Assessing relationships among properties of demolished concrete, recycled aggregate and recycled aggregate concrete using regression analysis. *J. Hazard. Mater.*, 152(2): 703–14.
- Tao, M., Mohammad, L.N., Nazzal, M.D., Zhang, Z. & Wu, Z. (2010). Application of shakedown theory in characterizing traditional and recycled pavement base materials. *J. Transp. Eng.*, 136(3): 214–222.
- Theyse, H.. (2007). A Mechanistics-Empirical Design Model for Unbound Granular Pavement Layers. Thesis submitted in fulfilment of the requirements for the degree Doctor Ingeneriae in University of Johannesburg, Johannesburg, South Africa, 388p.
- Thu, T.M., Rahardjo, H. & Leong, E.C. (2007). Elastoplastic model for unsaturated soil with incorporation of the soil-water. *Can. Geotech. J.*, 44(1): 67–77.
- TRB. (2008). NCHRP 598 Performance-Related Test of Recycled Aggregates for use in Unbound Pavement Layers.
- Uzan, J. (1985). Characterization of granular material. *Transp. Res. Rec.*, (1022): 52–55.
- Uzan, J. (1999). Granular material characterization for mechanistic pavement desing. *Transp. Eng.*, 125(Nº2): 108–113.
- Vanapalli, S.K. (1994). Simple procedures and their Interpretation in evaluating the shear strength an unsaturated soil. University of Saskatchewan.
- Vanapalli, S.K., Fredlund, D.G., Pufahi, D.E. & Clifton, A.W. (1996). Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. *Can. Geotech. J.*, (33): 379–392.
- Werkmeister, S., Dawson, A. & Wellner, F. (2001). Permanent deformation behavior of granular materials and the shakedown concept. *Transp. Res. Rec.*,
- Werkmeister, S., Dawson, A.R. & Wellner, F. (2004). Pavement design model for unbound granular materials. *J. Transp. Eng.*, 130(5): 665–674.
- Zapata, C.E., Perera, Y.Y. & Houston, W.N. (2009). Matric suction prediction model in new aashto mechanistic-empirical pavement design guide. *Transp. Res. Rec. J. Transp. Res. Board*, 2101(January): 53–62.
- Zeghal, M. (2009). The impact of grain crushing on road performance. *Geotech. Geol. Eng.*, 27(4): 549–558.
- Zhang, L.M., Asce, M. & Li, X. (2010). Microporosity structure of coarse granular soils. *Jounal Geotech. Geoenvironmental Eng.*, 136(10): 1425–1436.

ANEXO 1. DADOS EMPREGADOS NA SIMULAÇÃO COM O M-EPDG

Informação geral do projeto (Sinisterra, 2014)

Nome do projeto	Brasília 020
Duração do projeto	10 anos
Mês de construção da Base/Sub-base	julho/2014
Mês de construção do Revestimento	agosto/2014
Mês de abertura ao tráfego	setembro/2014
Tipo de projeto	novo

Identificação do lugar do projeto

Cidade	Brasília, DF
Identificação	BR-020

Parâmetros limites de controle do projeto

IRI inicial	2,5 m/km (158 in/mi)
IRI final	4,5 m/km (285 in/mi)
Trincas longitudinais	190 m/km (1000 ft/mi)
Trincas tipo couro de jacaré	25%
Trincas térmicas	190 m/km (1000 ft/mi)
Fadiga em camadas estabilizadas quimicamente	25%
Deformação permanente revestimento asfáltico	6 mm (0,25 in)
Deformação permanente total da estrutura do pavimento	19 mm (0,75 in)

Tráfego

Tráfego médio diário	6288
Crescimento anual do tráfego	3,5% (crescimento linear)
Número de faixas por sentido	3
Largura da faixa	3,6 m (12 ft)
Velocidade média de operação projetada	80 km/h (50 mi/h)

Classificação e distribuição porcentual de veículos (Sinisterra, 2014)

Tipo Brasil	Ônibus	2C	3C	2S3	3S3	2C3	
Tipo M-EPDG	4	5	6	9 (similar)	10	11 (similar)	
%	16,1	22,5	32,3	16,1	6,5	5,5	100

Distribuição horária porcentual do tráfego (Sinisterra, 2014)

Hora	%	Hora	%
12:00 a.m.	2	12:00 m.	6
01:00 a.m.	2	01:00 p.m.	6
02:00 a.m.	2	02:00 p.m.	6
03:00 a.m.	2	03:00 p.m.	6
04:00 a.m.	2	04:00 p.m.	5
05:00 a.m.	2	05:00 p.m.	5
06:00 a.m.	5	06:00 p.m.	5
07:00 a.m.	5	07:00 p.m.	5
08:00 a.m.	5	08:00 p.m.	3
09:00 a.m.	5	09:00 p.m.	3
10:00 a.m.	6	10:00 p.m.	3
11:00 a.m.	6	11:00 p.m.	3

Clima (Sinisterra, 2014)

Brasília	
Latitude	-15°46'47''
Longitude	-47°55'47''
Altitude	1112 m.s.n.m
Temperatura	22 °C
Velocidade do vento	4,5 m/s
Precipitação média anual	1700 mm
Umidade relativa do ar	68%
Clima utilizado	El Paso Texas (USA)
Latitude	31,49
Longitude	-106,23
Altitude	1202 m.s.n.m.

Estrutura do pavimento

Revestimento asfáltico (CBUQ) (Sinisterra, 2014)

Propriedade	CBUQ _(calcário)	CBUQ _(RCD)
Espessura	9,0 cm (3,5 in)	9,0 cm (3,5 in)
Teor de asfalto (% em volume)	12,2	14,7
Volume de vazios V _v (%)	3,8	5,7
Vazios do agregado mineral VAM (%)	16	20,5
DMM (g/cm ³)	2,53	2,23

Propriedade	CBUQ_(calcário)	CBUQ_(RCD)
DMM (lb/ft ³)	157,63	139,21
Granulometria CBUQ faixa C – média	DNIT 031/2006-ES	
% retido acumulado peneira 3/4''	0	0
% retido acumulado peneira 3/8''	20	20
% retido acumulado peneira N°4	42	42
% passa peneira N°200	6	6
CBUQ fabricado com cimento asfáltico do petróleo (CAP) 50/70		

Ângulos de fase e cisalhamento do CBUQ (Sinisterra, 2014).

T (°F)	G* (Pa)	G* (psi)	δ (°)
114,8	20110	2,9167	44,92
122,0	9685	1,4046	45,98
129,2	5158	0,7481	46,88
136,4	2808	0,4072	47,62
143,6	1579	0,229	48,27
150,8	920,5	0,1335	48,78
158,0	553,1	0,0802	49,17
168,8	271,1	0,0393	49,56
179,6	140,6	0,0203	49,75
190,4	79,68	0,0115	49,83

Base granular de calcário (Sinisterra, 2014)

Espessura	15 cm (5,9 in)
Classificação do material segundo AASHTO	A-1-a
Coefficiente de Poisson	0,40
CBR (%)	80
Módulo de resiliência M _R	280 MPa (40610 PSI)*
Índice de plasticidade	1
Limite líquido	11
Base estabilizada granulometricamente faixa C média	DNIT ES 141/2010
*Valor obtido no ensaio de módulo de resiliência feito nesta pesquisa	

Base granular de RCD

Espessura	15 cm (5,9 in)
Classificação do material segundo AASHTO	A-1-a
Coefficiente de Poisson	0,30
Densidade aparente seca máxima γ _d	19,6 kN/m ³ 122,4 (lb/ft ³)
Peso específico dos sólidos G _s	2,72
Umidade ótima (%)	13,0
D ₆₀ (mm)	11
Índice de plasticidade (%)	NP
Módulo de resiliência	M _R w = 9,0% 325 MPa (47200 PSI)
	M _R w = 13,0% 264 MPa (38300 PSI)
	M _R w = 16,0% 207 MPa (30000 PSI)

Sub-base granular Cascalho Laterítico (Sinisterra, 2014)

Espessura	15 cm (5,9 in)
Classificação do material AASHTO	A-2-4
Coefficiente de Poisson	0,4
CBR %	40
Índice de plasticidade	2
Limite de liquidez	14
Sub-base estabilizada granulometricamente	DNER ES 301/97

Sub-base granular de RCD

Espessura	15 cm (5,9 in)
Classificação do material segundo AASHTO	A-1-b
Coefficiente de Poisson	0,30
Densidade aparente seca máxima γ_d	17,7 kN/m ³ 110,5 (lb/ft ³)
Peso específico dos sólidos G_s	2,72
Umidade ótima (%)	13,0
D ₆₀ (mm)	11
Índice de plasticidade (%)	NP
Módulo de resiliência	M_R w = 9,0% 325 MPa (47200 PSI)
	M_R w = 13,0% 264 MPa (38300 PSI)
	M_R w = 16,0% 207 MPa (30000 PSI)

Subleito: Argila porosa vermelha de Brasília (Otálvaro, 2013)

Espessura	Semi infinito
Classificação do Material segundo USCS	CH
Coefficiente de Poisson	0,4 (suposto)
Densidade aparente seca máxima γ_d	15 kN/m ³ (93,6 lb/ft ³)
Peso específico dos sólidos	2,76
Umidade ótima (%)	24
Índice de plasticidade (%)	12
Módulo de resiliência	100 MPa (14500 PSI)