

Programa de Pós-Graduação em **Engenharia Civil e Ambiental**

Universidade Federal de Campina Grande
Centro de Tecnologia e Recursos Naturais
Departamento de Engenharia Civil

**ESTUDO DA INCORPORAÇÃO DE ARGILAS
MONTMORILONITAS COMO MODIFICADOR
EM CIMENTOS ASFÁLTICOS DE PETRÓLEO**

KARINE PEREIRA DOS SANTOS

Campina Grande
Data: MAIO / 2012

UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
CAMPUS I – CAMPINA GRANDE
ÁREA GEOTÉCNICA

**ESTUDO DA INCORPORAÇÃO DE ARGILAS MONTMORILONITAS COMO
MODIFICADOR EM CIMENTOS ASFÁLTICOS DE PETRÓLEO**

KARINE PEREIRA DOS SANTOS

Dissertação apresentada ao Centro de Tecnologia e Recursos Naturais da Universidade Federal de Campina Grande – Campina Grande/PB, como parte dos requisitos necessários para obtenção do Título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL.

Campina Grande – Paraíba

Maio de 2012

Karine Pereira dos Santos

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO
DOCENTE DO PROGRAMA DE PÓS-
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE
CAMPINA GRANDE – CAMPINA GRANDE/PB,
COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS
PARA OBTENÇÃO DO TÍTULO DE MESTRE EM
ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL.

Área de concentração: Geotécnica

DSc. Adriano Elísio de Figueiredo Lopes Lucena

Orientador

Campina Grande, Maio de 2012



FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA BIBLIOTECA CENTRAL DA UFCEG

S237e Santos, Karine Pereira dos.
Estudo da incorporação de argilas montmorilonitas como modificador em cimentos asfálticos de petróleo / Karine Pereira dos Santos. - Campina Grande, 2012.
105f.: il. color.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais.
Orientador: Prof. DSc. Adriano Elísio de Figueiredo Lopes Lucena.
Referências.

1. Misturas Asfálticas. 2. Asfalto Modificado. 3. Montmorilonita. 4. Nanoargila. 5. Nanotecnologia. I. Título.

CDU 625.85 (043)

FOLHA DE APROVAÇÃO

Autora: Karine Pereira dos Santos

Título: Estudo da incorporação de Argilas Montmorilonitas como modificador em Cimentos Asfálticos de Petróleo

Dissertação Defendida e Aprovada em: 30/05/12

Banca Examinadora

(Assinatura):

Adriano Elísio de F. L. Lucena

Prof. DSc. Adriano Elísio de Figueiredo Lopes Lucena (Orientador)

Universidade Federal de Campina Grande – LEP/UAEC/CTRN/UFCG

Erinaldo Hilário Cavalcante

Prof. DSc.. Erinaldo Hilário Cavalcante (Examinador Externo)

Universidade Federal de Sergipe - UFS

John Kennedy Guedes Rodrigues

Prof. DSc. John Kennedy Guedes Rodrigues (Examinador Interno)

Universidade Federal de Campina Grande – LEP/UAEC/CTRN/UFCG

DEDICATÓRIA

A Deus pelas bênçãos, força e equilíbrio;

*A minha mãe Marineide Pereira, pela educação,
amor e confiança;*

*Ao meu pai Djair Quaresma (in memoriam), pela
minha educação e formação;*

As minhas irmãs Kiria, Karla e Kamilla

A Fabrizio pelo companheirismo e amor.

AGRADECIMENTOS

A Deus pelas bênçãos em todos os momentos e por ter me dado forças para concluir esta etapa da minha vida;

A meu pai, Djair Quaresma, que está ao lado de Deus e mesmo não estando presente nesse momento em minha vida, está orgulhoso e feliz pela minha conquista;

A minha mãe, Marineide Pereira, pela dedicação, carinho e cuidados em todas as fases do trabalho e por ser responsável pela minha educação e pelos ensinamentos;

Aos meus familiares e amigos, pelas mensagens e palavras de incentivos;

Ao professor DSc. Adriano Elísio pela sua orientação nessa pesquisa, pelos ensinamentos, profissionalismo e paciência nas etapas desse trabalho;

Aos professores do curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da área de Geotecnia da UFCG, pelos ensinamentos e dedicação;

À CAPES pela bolsa de estudos concedida;

A Josete, da coordenação de PPGECA, pela ajuda durante toda a fase do mestrado;

Aos amigos da Pós-Graduação Valkiria, João Neto, Larissa, Leonardo, Rander, Fabiano e Daniel pelo companheirismo;

Aos colegas de trabalho Lêda e Arimatéia que foram imprescindíveis em várias etapas da pesquisa;

Aos alunos de iniciação científica Manoel, Jonny, Daniel, Tairone e Paulo pela dedicação;

Ao laboratorista Jadilson pelo apoio e ajuda durante a pesquisa;

A Rosemary pelo grande apoio em diversos ensaios laboratoriais.

EPÍGRAFE

"A persistência é o menor caminho do êxito."

Charles Chaplin

RESUMO

Atualmente, vários estudos têm sido desenvolvidos com o objetivo da utilização de nanotecnologia em pavimentos flexíveis. Um dos principais compostos estudados é a nanoargila. Sua incorporação ao ligante asfáltico proporciona melhoria nas propriedades físicas e reológicas e nas propriedades mecânicas das misturas asfálticas quanto à deformação, à quebra por fadiga, à quebra por temperatura e à ação da água. Este trabalho apresenta uma análise física de ligantes asfálticos e o comportamento mecânico de misturas asfálticas com o uso dos seguintes aditivos: OMMT (Argila Montmorilonita modificada, organofílica ou hidrofóbica) e a MMT (Argila Montmorilonita pura). Foram realizados ensaios de Viscosidade Brookfields, Ponto de Amolecimento e Penetração, fundamentais na caracterização dos ligantes, que permitiram analisar e comparar o comportamento do ligante puro com o dos ligantes modificados com os aditivos supracitados. Quanto às misturas, foram realizadas análises dos efeitos dos modificadores por meio de ensaios mecânicos, tais como: Resistência à Tração por Compressão Diametral Indireta, Módulo de Resiliência e Ensaio de Dano por Umidade Induzida, sendo todas as amostras submetidas ao processo de compactação por amassamento. A caracterização física do ligante asfáltico, com a adição dos dois modificadores, apresentou aumento no Ponto de Amolecimento e na Viscosidade, e diminuição da Penetração. Nas características mecânicas das misturas asfálticas, os resultados indicaram que as adições das argilas OMMT e MMT apresentaram aumento do Módulo de Resiliência e de Resistência à Tração quando comparados ao ligante asfáltico sem modificador. Além disso, o efeito do ligante modificado com a OMMT apresentou melhores resultados com relação ao dano por umidade induzida.

Palavras-chave: asfalto modificado, montmorilonita, nanoargila, nanotecnologia, misturas asfálticas.

ABSTRACT

Currently, several studies have been developed with the aim of using nanotechnology in flexible pavements. One of the main compounds studied is the nanoclay. Its incorporation into the asphalt binder supplies improvement in physical and rheological properties and mechanical properties of asphalt mixtures on the deformation, the breaking by fatigue, temperature and the breakdown by the action of water. This paper presents a physical analysis of asphalt binders and mechanical behavior of asphalt mixtures using the following additives: OMMT (Organic Modified Montmorillonite) and MMT (pure Montmorillonite clay). Tests of Brookfields viscosity, Softening Point and Penetration, core in the characterization of binders, which allowed analyzing and comparing the behavior of the pure ligand with modified ligands with the additives mentioned above were made. In relation to the mixtures, analyzes were made about the effects of modifiers by means of mechanical tests such as Tensile Strength Indirect Diametral Compression, Resilience Module and Induced Moisture for Damage Testing, with all samples submitted to the process of kneading compaction. The main results indicated that the addition of the two modifiers in the oil asphalt cement increases the softening point and viscosity, and reduces penetration. In the mechanical characteristics of the tested mixtures, the results indicated that the OMMT and MMT clay improved the values of Resilience Modules and Tensile Strength when compared to asphalt binder without modifier. Furthermore, the effect of the modified binder with OMMT showed better results in respect to moisture damage induced.

Key words: modified asphalt, montmorillonite, nanoclay, nanotechnology, asphalt mixtures.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Seção típica de um Pavimento Flexível.....	6
Figura 2.2 – Foto do Reômetro de Cisalhamento Dinâmico.....	10
Figura 2.3 – Curva mestre do Ângulo de Fase e do Módulo Complexo da base e em camadas MMT ligante asfáltico modificado.....	11
Figura 2.4 – Equipamento manual de medida de Penetração do LEP/UAEC/UFCG.....	12
Figura 2.5 – Viscosímetros Bookfield do LEP/UAEC/UFCG.....	13
Figura 2.6 – Interface de trabalho do programa Rheocalc do Viscosímetro Brookfield.....	13
Figura 2.7 – Aparelhagem para ensaio de Ponto de Amolecimento do LEP/UAEC/UFCG.....	15
Figura 2.8 – Equipamento de RTFOT.....	16
Figura 2.9 – Graduações típicas de agregados.....	19
Figura 2.10 – Secador térmico e molde para determinação da absorção do agregado miúdo.....	21
Figura 2.11 – Molde para determinação da absorção do agregado miúdo.....	22
Figura 2.12 – Equipamento para ensaio de equivalente areia.....	23
Figura 2.13 – Realização do ensaio de equivalente areia.....	23
Figura 2.14 – Peneiras com crivos de abertura circular.....	25
Figura 2.15 – Conjunto de crivos redutores de abertura retangular.....	25
Figura 2.16 – Equipamento para ensaio de abrasão Los Angeles do LEP/UAEC/UFCG.....	26
Figura 2.17 – Granulometria SUPERPAVE.....	31
Figura 2.18 – Equipamento para compactação por amassamento do LEP/UAEC/UFCG.....	33
Figura 2.19 – Equipamento Rice Test para determinação da Gmm do LEP/UAEC/UFCG.....	34

Figura 2.20 – Massas consideradas para o cálculo da Gmm.....	34
Figura 2.21 – Esquema de carregamento no ensaio de Tração por Compressão Diametral.....	35
Figura 2.22 – Prensa para ensaio de Resistência à Tração do LEP/UAEC/UFCG.....	36
Figura 2.23 – Equipamento para ensaio de Módulo de Resiliência do LEP/UAEC/UFCG.....	37
Figura 2.24 – Dessecador e bomba a vácuo utilizado na saturação dos corpos de prova.....	39
Figura 2.25 – Estrutura cristalina da bentonita.....	39
Figura 2.26 – Esquema das estruturas de camadas de silicatos do ligante modificado.....	42
Figura 2.27 – Esquema do mecanismo de antienvelhecimento do asfalto com OMMT.....	43
Figura 3.1 – Argila montmorilonita pura.....	46
Figura 3.2 – Argila montmorilonita modificada.....	47
Figura 3.3 – Agitador utilizado para a incorporação dos aditivos às amostras de CAP desta pesquisa do LEP/UAEC/UFCG.....	48
Figura 3.4 – Tampa dimensionada para agitador mecânico do LEP/UAEC/UFCG.....	49
Figura 3.5 – Materiais granulares utilizados na pesquisa.....	50
Figura 3.6 – (a) Quarteamento das amostras dos agregados (b) Peneiras para análise granulométrica.....	51
Figura 3.7 – Gráfico para determinação das temperaturas das misturas asfálticas.....	53
Figura 3.8 – Curva de <i>Fuller</i> da Mistura inferior para a Faixa B do DNIT.....	54
Figura 3.9 – Curva de <i>Fuller</i> da Mistura intermediária para a Faixa B do DNIT.....	55
Figura 3.10 – Curva de <i>Fuller</i> da Mistura superior para a Faixa B do DNIT.....	56
Figura 3.11 – Procedimento da compactação SUPERPAVE.....	59
Figura 3.12 – Corpos de prova das misturas inferior, intermediária e superior.....	59
Figura 3.13 – Modelo de relatório gerado pelo programa do compactador Servopac.....	60

Figura 3.14 – Interface de trabalho do programa do compactador Servopac.....	61
Figura 3.15 – Gráfico para determinação do teor de CAP através do volume de vazios.....	63
Figura 3.16 – Sequência do procedimento para determinação da Gmm em laboratório.....	64
Figura 3.17 – Sequência do procedimento para realização do ensaio de Resistência à tração.....	66
Figura 3.18 – Sequência do procedimento para realização do ensaio de Módulo de Resiliência.....	67
Figura 3.19 – Modelo de relatório gerado pelo programa do Módulo de Resiliência (UTM-25).....	68
Figura 3.20 – Interface de trabalho do programa do ensaio de Módulo de Resiliência (UTM-25).....	69
Figura 3.21 – Sequência do procedimento para realização do ensaio Lottman modificado.....	70
Figura 4.1 – Curvas de Viscosidade x Temperatura do CAP puro e do CAP + OMMT.....	73
Figura 4.2 – Curvas de Viscosidade x Temperatura do CAP puro e do CAP + MMT.....	73
Figura 4.3 – Curva granulométrica dos materiais utilizados nas misturas asfálticas.....	76
Figura 4.4 – Ensaio de adesividade com agregado graúdo.....	79
Figura 4.5 – Resultados gráficos para o ensaio de Resistência à Tração.....	84
Figura 4.6 – Resultado gráfico da RT das misturas asfálticas com o CAP + OMMT.....	85
Figura 4.7 – Resultado gráfico da RT das misturas asfálticas com o CAP + MMT.....	85
Figura 4.8 – Resultado gráfico para o ensaio de Módulo de Resiliência.....	87
Figura 4.9 – Resultado gráfico para o ensaio Lottman.....	91

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Especificações dos Cimentos Asfálticos de Petróleos (CAP).....	8
Tabela 2.2 – Faixas granulométricas de agregados para misturas asfálticas (DNIT ES 031/06).....	20
Tabela 2.3 – Indicação da adesividade em função das soluções de carbonato de sódio.....	24
Tabela 2.4 – Classificação da forma das partículas dos agregados.....	26
Tabela 2.5 – Pontos de controle de acordo com o Tamanho Nominal Máximo do agregado (SUPERPAVE).....	31
Tabela 2.6 – Zona de restrição de acordo com o Tamanho Máximo Nominal pela especificação SUPERPAVE.....	32
Tabela 3.1 – Propriedades físicas do CAP 50-70.....	45
Tabela 3.2 – Ensaio realizados para caracterização do CAP 50-70.....	50
Tabela 3.3 – Ensaio realizados para caracterização dos agregados.....	51
Tabela 3.4 – Temperaturas dos agregados, ligantes e de compactação das misturas asfálticas.....	52
Tabela 3.5 – Determinação do número de giros de acordo com o tráfego.....	58
Tabela 3.6 – Propriedades de projeto de mistura SUPERPAVE.....	62
Tabela 4.1 – Ensaio de Penetração.....	71
Tabela 4.2 – Ensaio de Viscosidade Brookfield.....	72
Tabela 4.3 – Ensaio de Ponto de amolecimento.....	74
Tabela 4.4 – Distribuição dos tamanhos das partículas dos materiais granulares.....	75
Tabela 4.5 – Massa específica real e aparente dos agregados graúdos.....	77
Tabela 4.6 – Massa específica real dos agregados miúdo utilizados nas misturas asfálticas.....	77

Tabela 4.7 – Absorção dos agregados graúdo utilizados nas misturas asfálticas.....	78
Tabela 4.8 – Absorção do agregado miúdo.....	78
Tabela 4.9 – Resultado do ensaio de Equivalente Areia.....	78
Tabela 4.10 – Resultado do Ensaio de Adesividade.....	79
Tabela 4.11 – Resultado do Ensaio de índice de forma.....	79
Tabela 4.12 – Resultado do Ensaio de Abrasão Los Angeles.....	80
Tabela 4.13 – Composição granulométrica e teor de CAP inicial das misturas tentativas.....	80
Tabela 4.14 – Resultado das temperaturas dos agregados, ligantes e de compactação das misturas asfálticas.....	81
Tabela 4.15 – Resultado do ensaio para determinação da Gmm das misturas.....	82
Tabela 4.16 – Resultados do ensaio de Resistência à Tração para as Misturas Asfálticas.....	84
Tabela 4.17 – Resultados do Módulo de Resiliência.....	86
Tabela 4.18 – Relação do Módulo de Resiliência e a Resistência à tração.....	88
Tabela 4.19 – Comparação entre a relação MR/RT com Modelos de previsão.....	89
Tabela 4.20 – Resultados do ensaio Lottman.....	90

LISTA DE QUADROS

Quadro 3.1 – Distribuição Granulométrica da Curva Inferior Faixa B.....	54
Quadro 3.2 – Distribuição Granulométrica da Curva Intermediária Faixa B.....	55
Quadro 3.3 – Distribuição Granulométrica da Curva Superior Faixa B.....	56
Quadro 3.4 – Parâmetros volumétricos das misturas tentativas.....	61
Quadro 4.1 – Parâmetros volumétricos da mistura asfáltica com teor ótimo de CAP.....	80

LISTA DE FLUXOGRAMAS

Fluxograma 3.1 – Sequência de atividades para modificação do CAP desta pesquisa.....	44
Fluxograma 3.2 – Sequência de atividades e de ensaios realizados na fase experimental da pesquisa.....	47
Fluxograma 3.3 – Sequência da dosagem SUPERPAVE.....	57

LISTRAS DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABCR	Associação Brasileira de Concessionárias de Rodovias
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ADP	Asfaltos Diluídos
AETT	Anuário Estatístico dos Transportes Terrestres.
AMB	Asfaltos Modificados por Borracha de pneus
AMP	Asfaltos Modificados por Polímero
ANP	Agência Nacional de Petróleo
ANTT	Agência Nacional de Transportes Terrestres
ARE	Agentes Rejuvenescedores
ASTM	American Society for Testing and Materials
BUN	Bentonit União Nordeste
CAP	Cimento Asfáltico de Petróleo
CAUQ	Concreto Asfáltico Usinado a Quente
CBUQ	Concreto Betuminoso Usinado a Quente
CGS	Compactador giratório SUPERPAVE
CP	Corpo de Prova
CTC	Capacidade de Troca de Cátions
DENATRAN	Departamento Nacional de Trânsito

DMT	Densidade Máxima Teórica
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes
DRX	Difração de Raio-X
DSR	Dynamical Shear Rheometer
EAP	Emulsões Asfálticas
ECA	Efeito do Calor e do Ar
EM	Especificação de Material
ES	Especificação de Serviço
Gmm	Massa Específica Máxima Medida
IME	Instituto Militar de Engenharia
IPC	Industrial Products Company
LEP	Laboratório de Engenharia de Pavimentos
LVDT	Linear Variable Differential Transformers
ME	Método de Ensaio
MMT	Montmorillonite
MR	Módulo de Resiliência
NBR	Norma Brasileira
NM	Normas MERCOSUL
OMMT	Organommodified Montmorillonite
P.A.	Ponto de Amolecimento
PRO	Procedimento

RBV	Relação Betume/Vazios
RPM	Rotações por Minuto
RRT	Relação da Resistência à Tração
RT	Resistência à Tração
RTFOT	Rolling Thin Film Oven Test
SHRP	Strategic Highway Research Program
SNV	Sistema Nacional de Viação
SUPERPAVE	Superior Performing Asphalt Pavements
TFOT	Thin Film Oven Test
TNM	Tamanho Nominal Máximo
UAEC	Unidade Acadêmica de Engenharia Civil
UAEMa	Unidade Acadêmica de Engenharia de Materiais
UFCG	Universidade Federal de Campina Grande
UTM	Universal Testing Machine
VAM	Vazios do Agregado Mineral
Vv	Volume de Vazios

Sumário

CAPÍTULO 1.....	1
1. INTRODUÇÃO, OBJETIVOS E ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	1
1.1. INTRODUÇÃO.....	1
1.2. OBJETIVOS.....	3
1.2.1. Geral.....	3
1.2.2. Específicos.....	3
1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	3
CAPÍTULO 2.....	5
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1. Ligantes Asfálticos.....	5
2.1.1. CAP modificado.....	8
2.1.2. Ensaio de caracterização do ligante asfáltico.....	11
2.1.2.1. Ensaio de Penetração.....	12
2.1.2.2. Viscosidade Brookfield.....	12
2.1.2.3. Ensaio de Ponto de Amolecimento.....	14
2.1.2.4. Ensaio para determinar o envelhecimento do CAP.....	15
2.2. AGREGADOS PARA AS MISTURAS ASFÁLTICAS.....	17
2.2.1. Classificação dos Agregados.....	17
2.2.2. Caracterização dos agregados.....	19
2.2.2.1. Análise granulométrica dos agregados por peneiramento.....	19
2.2.2.2. Massa específica dos agregados graúdos e miúdos.....	20
2.2.2.3. Absorção dos agregados graúdos e miúdos.....	20
2.2.2.4. Equivalente Areia.....	22
2.2.2.5. Adesividade.....	24
2.2.2.6. Índice de forma.....	24
2.2.2.7. Abrasão Los Angeles.....	26
2.3. MISTURAS ASFÁLTICAS.....	27
2.3.1. Envelhecimento das Misturas Asfálticas.....	28
2.3.2. Características mecânicas das misturas asfálticas.....	29
2.3.3. Dosagem das misturas asfálticas.....	29

2.3.3.1.	Dosagem SUPERPAVE	30
2.3.4.	Ensaio para determinação da densidade máxima da mistura.....	34
2.3.5.	Ensaio mecânicos de misturas asfálticas.	35
2.3.5.1.	Ensaio de Tração por Compressão Diametral Indireta.....	35
2.3.5.2.	Ensaio de Módulo de Resiliência.....	36
2.3.5.3.	Ensaio de Lottman Modificado.....	38
2.4.	MODIFICADOR DO LIGANTE	39
2.4.1.	Argila Montmorilonita organofílica, hidrofóbica ou modificada.....	39
CAPÍTULO 3.....		44
3.	MATERIAIS E MÉTODOS.....	44
3.1.	Seleção dos Materiais	45
3.1.1.	Cimento Asfáltico de Petróleo	45
3.1.2.	Modificadores.....	45
3.1.2.1.	Argila pura.....	46
3.1.2.2.	Argila modificada.....	46
3.1.3.	Materiais Granulares.....	49
3.2.	Propriedades Físicas dos Materiais.....	50
3.2.1.	Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP).....	50
3.2.2.	Agregados.....	51
3.3.	Misturas Asfálticas	52
3.3.1.	Dosagem das Misturas Asfálticas	53
3.3.2.	Ensaio para determinação da densidade máxima da mistura.....	64
3.4.	Propriedades Mecânicas das Misturas Asfálticas.....	66
3.4.1.	Ensaio de Tração Indireta por Compressão Diametral Indireta.....	66
3.4.2.	Ensaio de Módulo de Resiliência.....	67
3.4.3.	Ensaio Lottman Modificado	69
CAPÍTULO 4.....		71
4.	RESULTADOS DOS ENSAIOS	71
4.1.	Propriedades físicas dos materiais.	71
4.1.1.	Cimento Asfáltico de Petróleo	71
4.1.2.	Materiais Granulares.....	75
4.1.2.2.	Massa Específica	76

4.1.2.3. Absorção.....	77
4.1.2.4. Equivalente Areia	78
4.1.2.5. Adesividade.....	78
4.1.2.6. Índice de forma.....	79
4.1.2.7. Abrasão Los Angeles.....	79
4.1.3. Misturas Asfálticas	80
4.1.3.1. Dosagem das misturas asfálticas.....	80
4.1.3.2. Temperaturas para misturas asfálticas	81
4.1.3.3. Ensaio para determinação da densidade máxima das Misturas Asfálticas	82
4.1.3.4. Características mecânicas das misturas asfálticas	83
4.1.3.4.1. Resistência à tração.....	83
4.1.3.4.2. Ensaio de Módulo de Resiliência.....	86
4.1.3.4.3. Resistência ao dano por Umidade Induzida – LOTTMAN	90
CAPÍTULO 5.....	93
5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS.....	93
5.1. CONCLUSÕES.....	93
5.2. SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS	95
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	96
APÊNDICES.....	104

CAPÍTULO 1

1. INTRODUÇÃO, OBJETIVOS E ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.

1.1. INTRODUÇÃO

O Brasil reconhecidamente é um país em franco desenvolvimento econômico e não se pode negar essa evolução nos últimos 20 anos, com economia estável e uma moeda cada vez mais valorizada (Asfalto em revista, 2011). Mas, para alcançar essa posição invejável no contexto mundial, o Brasil deverá atender a diversos setores que ainda possui carência de serviços, dentre eles a sua malha rodoviária, buscando mantê-la e ampliá-la seja ela federal, estadual ou municipal. Atualmente a malha rodoviária brasileira totaliza 1.712.480,7 km, sendo que as pavimentadas são apenas 214.249,4 km, o que representa apenas 12,51% da malha total (SNV, 2011).

Nos pavimentos flexíveis, os principais defeitos causados pelo tráfego, tanto pelo aumento no número de veículos quanto no aumento da carga dos mesmos, são a fadiga e a deformação permanente. Pesquisas científicas cada vez mais buscam evitar a ocorrência desses defeitos, e uma das opções é a introdução no mercado de vários tipos de aditivos para ligantes asfálticos e para as misturas asfálticas, com o intuito de melhorar a qualidade do ligante asfáltico e conseqüentemente, aprimorar o desempenho do pavimento.

Um dos compostos da nanotecnologia que têm sido estudados para a aplicação em pavimentos flexíveis são as nanoargilas, que alteram as propriedades reológicas do asfalto, aumentando a rigidez, sua resistência ao envelhecimento e diminuem o seu ângulo de fase. (Asfalto em revista, 2011).

Ainda de acordo com a publicação da 'Asfalto em revista' (2011), a Associação colombiana Corasfaltos define a nanotecnologia como a criação e fabricação de materiais, dispositivos e sistemas funcionalmente úteis, através da matéria em escala nanométrica (atômica ou molecular), assim como a exploração de novos fenômenos e propriedades físicas, químicas, biológicas, etc. que se apresenta em uma dimensão menor que 100 nm.

Nanoargilas são a nova geração de argilas processadas de interesse em uma ampla gama de materiais compósitos de alta performance. Em outras palavras, nanoargila é definido como uma argila que pode ser modificada para tornar a estrutura da argila compatível com monômeros e polímeros orgânicos. Pode-se dizer que as nanoargilas estão entre as classes mais excitantes e promissoras de materiais descobertos recentemente (JAHROMI & KHODAII, 2009).

As principais vantagens do uso de nanotecnologia em pavimentação estão em construir pavimentos mais resistentes à deformação, à quebra por fadiga, à quebra por temperatura e à ação da água. Além disso, a modificação de asfalto com nanomateriais e/ou em escala nanométrica normalmente não requer o uso de instrumentos sofisticados. Fazer uso de um moinho coloidal ou de um misturador mecânico para melhorar a dispersão é normalmente suficiente para realizar a modificação com nanomateriais, sendo esse o equipamento que se emprega tradicionalmente para modificar asfalto com polímero.

Os materiais que foram objetos de estudo neste trabalho são a Argila Montmorilonita pura (MMT: *Montmorillonite*) e a Argila Montmorilonita organofílica, hidrofóbica ou modificada (OMMT: *Organommodified Montmorillonite*). Essa última argila é um material que tem sido bastante estudado pela área de nanotecnologia e que tem como função melhorar as propriedades reológicas dos materiais aos quais são incorporados.

Portanto, ressalta-se a importância dos estudos voltados para a modificação do ligante asfáltico com as argilas montmorilonita, ramo ainda pouco estudado, mas com ascensão devido aos resultados favoráveis já obtidos. Além dos estudos com relação às propriedades físicas e reológicas do asfalto modificado com a argila montmorilonita modificada, serão realizados ensaios com a argila pura, buscando verificar se esta também proporcionará melhoria nas propriedades do asfalto. A análise das propriedades mecânicas, de misturas asfálticas produzidas com ligantes modificados em laboratório também será investigada, a fim de verificar os benefícios da adição dos modificadores ao ligante asfáltico.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Geral

Este trabalho tem como objetivo o estudo sobre os efeitos do asfalto modificado com argilas montmorilonita pura (MMT) e organofílicas (OMMT), buscando comprovar seus benefícios quanto à melhoria das propriedades físicas e reológicas do ligante asfáltico e das propriedades mecânicas das misturas asfálticas.

1.2.2. Específicos

- ✓ Desenvolver um asfalto modificado utilizando argilas montmorilonitas puras e modificadas, para obter um asfalto nano-estruturado ou o nanoasfalto;
- ✓ Estudar os efeitos da incorporação das argilas montmorilonitas puras (MMT) e modificadas (MMTO), sobre as propriedades físicas dos ligantes asfálticos modificados;
- ✓ Realizar um estudo comparativo das propriedades físicas do Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP) referência utilizado na pesquisa com o Cimento Asfáltico de Petróleo modificado;
- ✓ Verificar as propriedades mecânicas das misturas asfálticas com o CAP modificado.

1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O texto desta dissertação encontra-se em um volume distribuído da seguinte forma:

[Capítulo 1] Introdução, Objetivos e Organização do trabalho – são descritos uma visão geral do trabalho com a introdução, os objetivos a serem alcançados e a forma da organização do trabalho.

[Capítulo 2] Revisão Bibliográfica – são descritos e discutidos assuntos relacionados às propriedades e caracterização dos materiais (ligante asfáltico e agregados), dosagem de misturas asfálticas e análise das propriedades mecânicas dessas misturas relevantes para

pavimentação. É apresentada também uma revisão sobre o uso dos aditivos estudados e suas características.

[Capítulo 3] Materiais e Métodos – são apresentados os procedimentos experimentais e materiais utilizados na pesquisa inerentes a metodologia científica do trabalho.

[Capítulo 4] Resultados e Discussões – são apresentados e analisados com base na Revisão Bibliográfica e nos resultados obtidos durante a fase experimental.

[Capítulo 5] Conclusões e Sugestões – São apresentadas as conclusões das análises dos resultados e algumas sugestões para trabalhos futuros.

Por fim, estão incluídos as Referências Bibliográficas e os Apêndices, onde foram inseridas as planilhas, os gráficos e os quadros resultantes do processamento de dados.

CAPÍTULO 2

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Ligantes Asfálticos.

O asfalto é uma mistura de hidrocarbonetos derivados do petróleo, cujo principal componente é o betume. Sua extração pode ser feita na natureza em lagos naturais, ou através do processamento do petróleo. São comumente utilizados em serviços de impermeabilização e juntamente com agregados para a produção de misturas asfálticas.

De acordo com a ABNT NBR 7208/90 o asfalto é definido como um material sólido ou semi-sólido, de cor entre preta e pardo escura, que ocorrem na natureza ou é obtido pela destilação do petróleo, diminuem a viscosidade com o aumento da temperatura, no qual os constituintes predominantes são os betumes e que apresentam características apropriadas à pavimentação.

O uso do asfalto em pavimentação é um dos mais importantes entre todas as suas aplicações, e isso se deve ao fato de ser um material aglomerante resistente, com grande adesividade, proporcionando forte união dos agregados e permitindo flexibilidade controlável, é impermeável, durável e resiste à ação da maioria dos ácidos, álcalis e sais, podendo ainda ser utilizado com ou sem aditivos. Caracteriza-se como uma substância com propriedades reológicas, cujo comportamento físico varia com a temperatura.

No Brasil, o asfalto é conhecido pela denominação CAP (Cimento Asfáltico de Petróleo) e é definido como um produto semi-sólido a temperaturas baixas, viscoelástico à temperatura ambiente (25°C) e líquido a altas temperaturas (BERNUCCI *et al.*, 2006). É um

aglutinante betuminoso obtido pela refinação do petróleo, de acordo com métodos adequados, de maneira a apresentar as qualidades necessárias para a utilização em construções de pavimentos asfálticos (TEIXEIRA *et al.*, 2000).

A temperatura é um fator crítico no comportamento do ligante asfáltico. Em regiões de temperaturas baixas o CAP tem comportamento semelhante ao de um sólido. Para que seu desempenho seja satisfatório, é necessário que ele apresente coesão e elasticidade, de modo a poder suportar os efeitos da carga e da contração térmica da camada. Em regiões de temperaturas elevadas, o CAP se comporta como um líquido, apresentando tendência ao escoamento, podendo ocorrer deformações sob a ação do tráfego, ocasionando deformações permanentes nas trilhas de roda (IMPERPAV, 2008).

Para ser realizado o manuseio e a estocagem do ligante asfáltico a ser utilizado em pavimentos flexíveis (Figura 2.1), o material que é semissólido à temperatura ambiente precisa ser aquecido à temperatura superior a 100°C para atingir a viscosidade adequada à preparação da mistura, porém, essa temperatura deve ser a mais baixa possível em relação à fluidez suficiente ao uso, a fim de se evitar o envelhecimento do CAP, que é um fenômeno que tem influência no desempenho da mistura asfáltica.

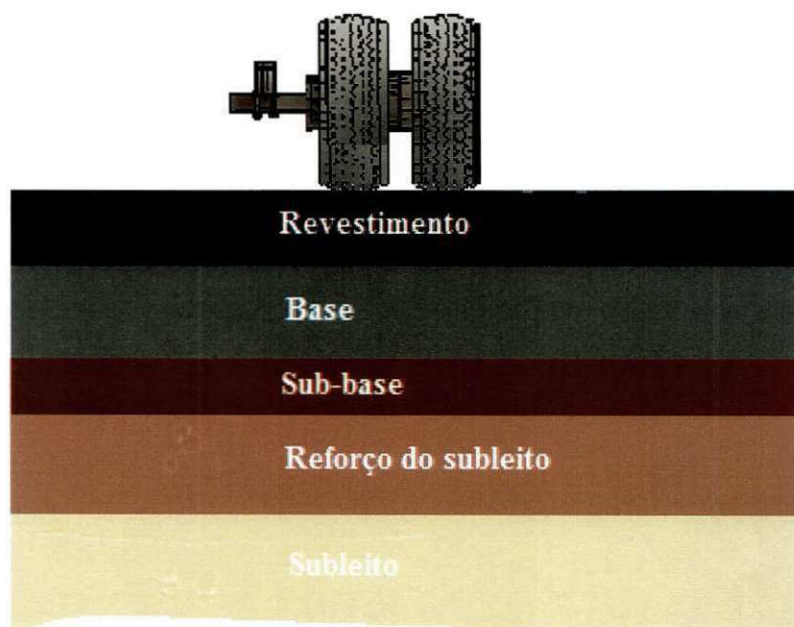


Figura 2.1 – Seção típica de um Pavimento Flexível.

Os tipos de ligantes asfálticos existentes no mercado brasileiro são denominados (BERNUCCI *et al.*, 2006):

- a) Cimentos asfálticos de petróleo – CAP;
- b) Asfaltos diluídos – ADP;
- c) Emulsões asfálticas – EAP;
- d) Asfaltos oxidados ou soprados de uso industrial;
- e) Asfaltos modificados por polímero – AMP ou por borracha de pneus – AMB;
- f) Agentes rejuvenescedores – AR e ARE.

O CAP, o ADP, o EAP e o AMP são normalmente usados em pavimentos flexíveis, e os outros são utilizados em impermeabilizações. Para a presente pesquisa, serão apenas apresentadas as particularidades do CAP, que será o ligante asfáltico utilizado no estudo.

O CAP é constituído de 90 a 95% de hidrocarbonetos e de 5 a 10% de heteroátomos (oxigênio, enxofre, nitrogênio e metais – vanádio, níquel, ferro, magnésio e cálcio) unidos por ligações covalentes. Os Cimentos Asfálticos de Petróleos brasileiros têm baixo teor de enxofre e de metais, e alto teor de nitrogênio, enquanto os procedentes de petróleos árabes e venezuelanos têm alto teor de enxofre (LEITE, 1999). A composição química é bastante complexa, apresentando influência no desempenho físico e mecânico das misturas asfálticas,

O Cimento Asfáltico de Petróleo, conforme sua procedência é classificado de acordo com a norma do DNIT EM 095/2006: CAP 30-45, CAP 50-70, CAP 85-100 e CAP 150-200. Os CAP mais utilizados no Brasil são o 30-45 e o 50-70. Esta classificação é feita por meio da penetração de uma agulha padrão sob condições padronizadas de volume da amostra e de temperatura. Esse ensaio é uma medida de dureza e os números indicam a faixa de penetração (DNIT ME-155/2010).

Além deste ensaio, o CAP deve obedecer a intervalos de valores de outros critérios para cumprir a especificação da ANP (Agência Nacional de Petróleo). A Tabela 2.1 mostra as características e limites especificados para o CAP.

Tabela 2.1 – Especificações dos Cimentos Asfálticos de Petróleos (CAP).

CARACTERÍSTICAS	UNIDADES	LIMITES				MÉTODOS	
		CAP 30-45	CAP 50-70	CAP 85-100	CAP 150-200	ABNT	ASTM
Penetração (100g, 5s, 25° C)	0,1 mm	30 45	50 70	85 100	150 200	NBR 6576	D 5
Ponto de Amolecimento, mín	° C	52	46	43	37	NBR 6560	D 36
Viscosidade Saybolt-Furol	s					NBR 14950	E 102
a 135 °C, mín		192	141	110	80		
a 150 °C, mín		90	50	43	36		
a 177 °C, mín		40 150	30 150	15 60	15 60		
OU							
Viscosidade Brookfield	cP					NBR 15184	D 4402
a 135 °C, SP		374	274	214	155		
21, 20 rpm, mín							
a 150 °C, SP		203	112	97	81		
21, mín							
a 177 °C, SP 21		76 285	57 285	28 114	28 117		
Índice de susceptibilidade térmica (1)		(1,5) a (+0,7)	(1,5) a (+0,7)	(1,5) a (+0,7)	(1,5) a (+0,7)		
Ponto de fulgor, mín	° C	235	235	235	235		D 92
Solubilidade em tricloroetileno, mín	% massa	99,5	99,5	99,5	99,5		D 2042
Ductilidade a 25° C, mín	cm	60	60	100	100		D 113
Efeito do calor e do ar (RTFOT) a 163°C, 85 mín							D 2872
Varição em massa, máx (2)	% massa	0,5	0,5	0,5	0,5		
Ductilidade a 25° C, mín	cm	10	20	50	50	NBR 6293	D 113
Aumento do ponto de amolecimento, máx	° C	8	8	8	8	NBR 6560	D 36
Penetração retida, mín (3)	%	60	55	55	50	NBR 6576	D 5

Fonte: Resolução ANP N° 19, 17 de Março de 2006.

2.1.1. CAP modificado

O uso do asfalto modificado, tema dessa dissertação, tem sido cada vez mais estudado e a busca por novos modificadores têm aumentado a cada ano, com o objetivo de melhorar as propriedades reológicas do ligante asfáltico, retardar o envelhecimento do material e melhorar a sua adesividade, melhorar o grau de desempenho dos pavimentos, aumentar a resistência à deformação permanente e ao aparecimento de trincas por fadiga.

O ligante asfáltico modificado é aquele que recebeu a adição de um agente modificador de origem natural, sintética ou polimérica. Mesmo que os ligantes convencionais, ou seja, sem qualquer modificação, sejam adequados aos pavimentos aos quais são submetidos, alguns fatores contribuem progressivamente para a utilização desses modificadores tais como (SOARES¹ *et al.*, 2002 apud MOTHE, 2009):

- ✓ Aumento no volume do tráfego;
- ✓ Aumento no peso de caminhões e demais veículos;
- ✓ Aumento da carga por eixo em veículos pesados;

Desta maneira surgiu uma demanda na obtenção de um pavimento com revestimento asfáltico de maior resistência. Os modificadores de ligantes asfálticos surgem como uma melhor opção no aprimoramento das propriedades térmica, reológica e mecânica dos pavimentos.

De acordo com Bernucci *et al.*, (2006) grande parte das pesquisas relacionadas à pavimentação se referem à manutenção e reforço de rodovias existentes, devido à preocupação com a qualidade da superfície para conforto e segurança dos usuários. Nesses casos, o desenvolvimento de novas concepções de misturas asfálticas tem exigido a utilização de ligantes asfálticos modificados.

Os primeiros estudos de viabilidade do emprego de nanoargilas em pavimentação foram conseguidos em uma pesquisa sobre estudos reológicos de ligantes com OMMT - *Organomodified Montmorillonite* (YU *et al.*, 2006), sendo este um dos primeiros relatos sobre a utilização de OMMT em asfaltos modificados.

Em outro trabalho apresentado por Yu *et al.*, (2009), o estudo foi feito com o teor ótimo de argila obtido no trabalho anterior supracitado, que foi de 3% de OMMT, buscando nesse novo estudo, o efeito do asfalto modificado com a montmorilonita organofílica após envelhecimento, com relação às propriedades do asfalto. Foi obtido como resultados que o efeito do envelhecimento no comportamento reológico do asfalto modificado é restringido devido somente à introdução de OMMT, o que sugere que a presença do OMMT no asfalto retarda o seu envelhecimento.

¹ SOARES, S.A.; LUCENA, M.C.C.; SOARES, J. B.; LEITE, L.M.; Estudo Reológico de asfaltos modificados por SBS. Instituto Brasileiro de Petróleo e Gás- IBP, 01902, p.1-8, 2002.

Estudos foram realizados por Jahromi & Khodaii (2009) sobre os efeitos da nanoargila nas propriedades reológicas do ligante asfáltico, utilizando argila *cloisite* (nome comercial da argila montmorilonita importada). Verificou-se a viabilidade de utilização dessa argila para retardar o envelhecimento do asfalto, através do ensaio em Reômetro de Cisalhamento Dinâmico (DSR – *Dynamical Shear Reometer*), fazendo o comparativo do ligante modificado e não modificado. Os resultados dos testes mostraram que houve no asfalto modificado o aumento da rigidez e a diminuição do ângulo de fase e melhora na resistência ao envelhecimento. O Reômetro de Cisalhamento dinâmico é usado para caracterizar as propriedades viscoelásticas do ligante. Uma foto desse equipamento é mostrada na Figura 2.2.



Figura 2.2 – Foto do Reômetro de Cisalhamento Dinâmico.

Fonte: <http://www.directindustry.com/prod/ats-rheosystems/asphalt-rheometers-23984-128554.html>

Objetivando um comparativo entre as propriedades reológicas do ligante asfáltico com os do ligante modificado pela montmorilonita, Liu & Jun Han (2010) realizaram ensaios com o DSR e a análise dos dados reológicos, de módulo complexo e ângulo de fase. O estudo mostrou que houve um aumento do módulo complexo, enquanto que a tendência do ângulo de fase foi oposta, havendo uma diminuição. Eles concluíram que devido à estrutura em camadas e boa dispersão no asfalto, a OMMT apresenta excelentes propriedades como modificador, comprovando que esta pode modificar as propriedades reológicas do ligante asfáltico. A Figura 2.3 apresenta os resultados obtidos para a argila montmorilonita pura.

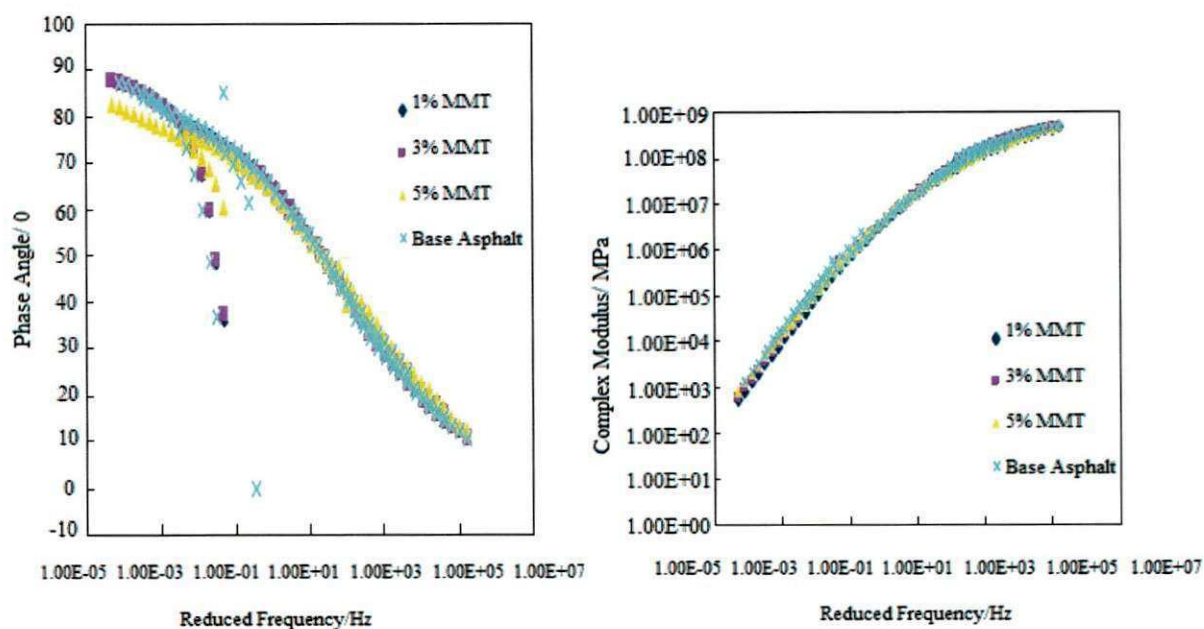


Figura 2.3 – Curva mestre do Ângulo de Fase e do Módulo Complexo da base e em camadas MMT ligante asfáltico modificado.

Fonte: Liu & Jun Han (2010).

Quanto às características mecânicas das misturas asfálticas com CAP modificado com argilas montmorilonitas, os estudos realizados por Jahromi *et al.*, (2010) mostram que a adição da argila do tipo *Cloisite 15-A* aumentam a rigidez e melhora a Resistência à Tração, o módulo de resiliência e a estabilidade.

2.1.2. Ensaios de caracterização do ligante asfáltico.

Todas as propriedades físicas do asfalto estão associadas à sua temperatura. Um dos critérios mais utilizados de classificação dos ligantes é a avaliação da sua suscetibilidade térmica, por algum ensaio que determine direta ou indiretamente sua consistência ou viscosidade em diferentes temperaturas.

A faixa de temperatura correspondente à transição entre sólido e líquido é influenciada pela proporção dos componentes do ligante asfáltico e pela interação entre eles. Portanto, todos os ensaios realizados para medir as propriedades físicas dos ligantes asfálticos têm temperatura especificada e alguns também definem o tempo e a velocidade de carregamento, visto que o asfalto é um material termoviscoelástico.

2.1.2.1. Ensaio de Penetração

O ensaio de penetração está normatizado pela ABNT NBR 6576/98, pelo método de ensaio DNIT ME-155/2010 e pela ASTM D 5-97 e consiste na medida em décimo de milímetro de uma agulha de massa padronizada de 100g que penetra em uma amostra de cimento asfáltico com volume padronizado, à temperatura de 25°C durante 5 segundos. São realizadas, para cada ensaio, cinco medidas de penetração para cada amostra e o valor da penetração é a média entre as cinco medidas.

A penetração também é empregada na atualidade no Brasil para a classificação do CAP, onde se apresentam as classes 30-45, 50-70, 85/100 e 120/150. A Figura 2.4 mostra o equipamento utilizado para o ensaio de penetração com uma amostra após ser realizada as leituras, como prescreve as normas supracitadas.



Figura 2.4 – Equipamento manual de medida de Penetração do LEP/UAEC/UFCG.

2.1.2.2. Viscosidade Brookfield

O ensaio de viscosidade utilizando o viscosímetro Brookfield está normatizado pela ABNT NBR 15184/2004 e pela ASTM D 4402/2006 e é utilizado na caracterização de ligantes pela metodologia de dosagem SUPERPAVE (*Superior Performing Asphalt Pavements*). Este ensaio permite obter a curva Viscosidade x Temperatura em ampla faixa de determinação utilizando a mesma amostra e fornece a viscosidade do ligante. A medida de

viscosidade permite determinar a consistência adequada do ligante para sua aplicação no campo e para obter uma mistura asfáltica com perfeita aderência do ligante com os agregados.

Também conhecido como viscosímetro rotacional, este equipamento permite medir as propriedades reológicas dos ligantes convencionais e modificados relacionadas ao manuseio, à usinagem, ao bombeamento e à estocagem. O viscosímetro Brookfield mede a viscosidade através de um *splindle* (ponta de prova) em rotação constante, imersa em uma amostra do ligante e, portanto verifica-se o torque necessário para rotacionar a haste de prova sobre a amostra, a uma velocidade específica. Para as temperaturas de 135°C, 150°C e 177°C, são especificadas as velocidades de 20, 50 e 100 RPM, respectivamente. Os equipamentos utilizados para o ensaio de viscosidade do LEP (Laboratório de Engenharia de Pavimentos) da UFCG são apresentados na Figura 2.5.



Figura 2.5 - Viscosímetros Bookfield do LEP/UAEC/UFCG.

Atualmente, o viscosímetro Brookfield vem sendo utilizado cada vez mais nos laboratórios brasileiros, pois é possível a obtenção de diferentes valores de viscosidades em uma ampla faixa de temperatura. A Figura 2.6 apresenta a Interface de trabalho do programa do Viscosímetro Brookfield, onde são gerados os gráficos de Viscosidade x Temperatura e as Tabelas com as informações obtidas durante a realização do ensaio.

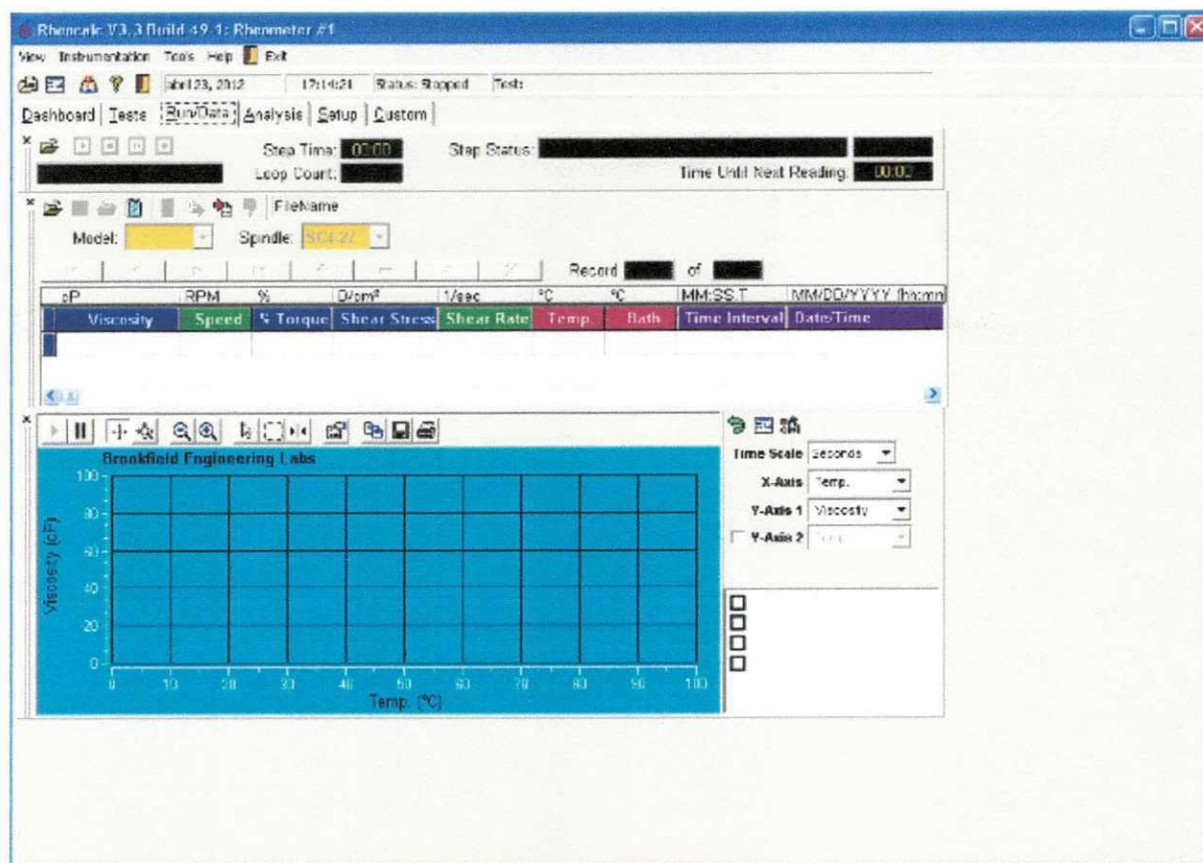


Figura 2.6 – Interface de trabalho do programa Rheocalc do Viscosímetro Brookfield.

2.1.2.3. Ensaio de Ponto de Amolecimento

O ensaio de ponto de amolecimento, também conhecido como ensaio do anel e bola, está normatizado pela ABNT NBR 6560/2000 e pelo DNIT ME 131/2010. É utilizado para determinar empiricamente a temperatura no qual o asfalto amolece quando aquecido sob certas condições particulares e atinge uma determinada condição de escoamento.

O teste é conduzido com duas amostras do mesmo material colocadas no anel com uma esfera de aço apoiada no centro do anel sobre a amostra, e este conjunto é submetido a um banho-maria, com taxa de aumento de temperatura do líquido de 5°C/min. A temperatura é marcada no instante em que a mistura amolecida toca a placa do fundo do conjunto padrão de ensaio. Na Figura 2.7 é apresentado um equipamento onde é realizado o ensaio de ponto de amolecimento. De acordo com a norma que prescreve o ensaio, a diferença de temperatura entre as duas leituras não pode diferir de 1°C.



Figura 2.7 – Aparelhagem para ensaio de Ponto de Amolecimento do LEP/UAEC/UFCG.

2.1.2.4. Ensaio para determinar o envelhecimento do CAP

Devido à exposição a altas temperaturas, o ligante asfáltico, quando misturado com os agregados minerais, sofre envelhecimento chamado de curto prazo, que também pode ser ocasionado pela exposição ao ar, calor, luz e umidade. Já durante a vida útil do pavimento, o envelhecimento ocorre devido a diversos fatores ambientais, ocorrendo o chamado envelhecimento a longo prazo.

De acordo com Pinto² *et al.*, (1994) apud Cardoso (2002), o processo de envelhecimento do ligante asfáltico ocorre devido aos processos físico-químicos decorrentes da oxidação do CAP em serviço, onde os maltenos, que constituem a fase dispersante e líquida no coloide asfáltico, se transformam em asfaltenos, que constituem a fase dispersa e sólida. Com isso, o CAP aumenta gradativamente o seu teor de asfaltenos e diminui, na mesma proporção, o seu teor de maltenos. À medida que ocorre o envelhecimento, as deflexões no pavimento aumentam muito e este segue rápido para o trincamento tipo couro de jacaré, que precede as desagregações e panelas.

² PINTO, S.; GUARÇONI, O.S.; RAMOS, C.R.; MARTINHO, F.G.- Pré misturado a frio reciclado in situ. In: NCONTRO DE ASFALTO, 12., Rio de Janeiro, Anais., 1994.

O RTFOT (*Rolling Thin Film Oven Test*), normatizado pela ABNT NBR 15235/2005 e pela ASTM D 2872-97, é um ensaio que mede o envelhecimento por oxidação e vaporização de forma mais severa por estar continuamente expondo nova porção do ligante ao efeito do ar. O ensaio de RTFOT, estufa de filme fino rotativo ou película delgada rotacional substituiu o ensaio TFOT (*Thin Film Oven Test*), que no Brasil era conhecido como ECA (Efeito do Calor e do Ar).

Esta técnica de ensaio permite a formação de filmes de películas de CAP mais delgadas do que nos ensaios anteriores e, portanto, representa ainda melhor o processo pelo qual passa o CAP quando misturado aos agregados em usinas de mistura a quente. Após este procedimento, o material resultante é submetido aos ensaios de: Penetração, Ponto de Amolecimento, Ductilidade e Viscosidade, condicionando os resultados a novas exigências de aceitação (IME, 2012). A Figura 2.8 mostra um exemplo do equipamento RTFOT.



Figura 2.8 – Equipamento de RTFOT.

Fonte: <http://tu-dresden.de>

No ensaio, uma película fina de asfalto é continuamente girada dentro de um recipiente, sendo injetado ar a cada 3 a 4 segundos. Para o ensaio, cada amostra de asfalto tem 35 g e o equipamento pode realizar o procedimento com oito amostras. De acordo com dados reportados da literatura, o endurecimento do asfalto durante o ensaio causa queda na penetração e aumento no ponto de amolecimento. Este envelhecimento é correlacionado ao envelhecimento do ligante que ocorre na usina e transporte até sua aplicação, ou seja, é o envelhecimento de curto prazo.

2.2. AGREGADOS PARA AS MISTURAS ASFÁLTICAS

De acordo com a NBR ABNT 9935/2005, agregado é definido como material sem forma ou volume definido, geralmente inerte, de dimensões e propriedades adequadas para produção de argamassas e concreto.

Os agregados minerais correspondem a um conjunto de rochas classificadas em diferentes frações granulométricas e tem como principais finalidades manter a estabilidade mecânica dos revestimentos asfálticos, suportar as cargas transmitidas pelo tráfego e, ao mesmo tempo, transmiti-las para as camadas inferiores. Caso não seja feita uma adequada seleção dos agregados minerais, defeitos como deslocamento, baixa resistência ao atrito superficial e deformações permanentes podem surgir ao longo da vida útil dos revestimentos.

Segundo Roberts *et al.*, (1996) são as propriedades físicas dos agregados que determinam a sua adequação para o uso em misturas asfálticas e em menor extensão as propriedades químicas. São propriedades físicas e mecânicas básicas a densidade, a porosidade e a resistência. Propriedades químicas e fisico-químicas tais como umidade, adesão e descolamento é função da composição e estrutura dos minerais no agregado. Uma compreensão da mineralogia e identificação de minerais pode produzir informações sobre propriedades físicas e químicas potenciais de um agregado para um determinado uso, e pode ajudar a evitar o uso de um agregado que tenha constituintes minerais nocivos. Exigências em especificações devem ser selecionadas para que os agregados que tenham componentes minerais indesejáveis não sejam aceitos para uso.

2.2.1. Classificação dos Agregados

Os agregados podem ser classificados quanto à natureza, quanto ao tamanho e quanto à distribuição dos grãos nas seguintes formas:

a) Classificação dos agregados quanto à natureza:

- ✓ Agregados Naturais – são obtidos por processo de britagem de rochas ou por obtenção convencional de desmontagem, escavação e dragagem. Ex.: Pedregulhos, britas, seixos, areias e etc.

- ✓ Agregados Artificiais – são resíduos obtidos por processos industriais ou fabricados especificamente com o objetivo de alto desempenho ou também como alternativa para regiões onde há dificuldade de se obter agregados com características definidas. Ex.: Escória de alto-forno e de aciaria; argila calcinada e expandida.
- b) Classificação dos agregados quanto ao tamanho (DNIT ES 031/2006):
- ✓ Agregado Graúdo – é o material com dimensões maiores que 2,00 mm (peneira n°10). Ex.: Brita 1, seixos e etc.
 - ✓ Agregado Miúdo – é o material com dimensões entre 2,00 mm e 0,075 (peneiras n°10 e n°200). Ex.: Areias, pó de pedra e etc.
 - ✓ Agregado de enchimentos ou filer – é o material que ao menos 65% das partículas passam pela peneira n°200. Ex.: cal hidratada, cimento Portland, cinzas e etc.
- c) Classificação dos agregados quanto à graduação (BERNUCCI *et al.*, 2006):
- ✓ Agregados de graduação densa – são aqueles que apresentam uma distribuição granulométrica contínua e próxima da densidade máxima, com material fino suficiente para preencher os vazios das partículas maiores.
 - ✓ Agregados de graduação aberta – são aqueles que apresentam uma distribuição granulométrica contínua, mas com insuficiência de material fino, o que resulta em maior volume de vazios.
 - ✓ Agregados de graduação uniforme – são aqueles que apresentam uma curva granulométrica bastante íngreme devido à uniformidade dos tamanhos de suas partículas.
 - ✓ Agregados de graduação descontínua – são aqueles cuja curva granulométrica apresenta um patamar devido à pequena quantidade de partículas de tamanho intermediário.

A Figura 2.9 mostra a representação das curvas granulométricas para a classificação dos agregados quanto a sua graduação, pela especificação da SHRP (*Strategic Highway Research Program*) – SUPERPAVE.

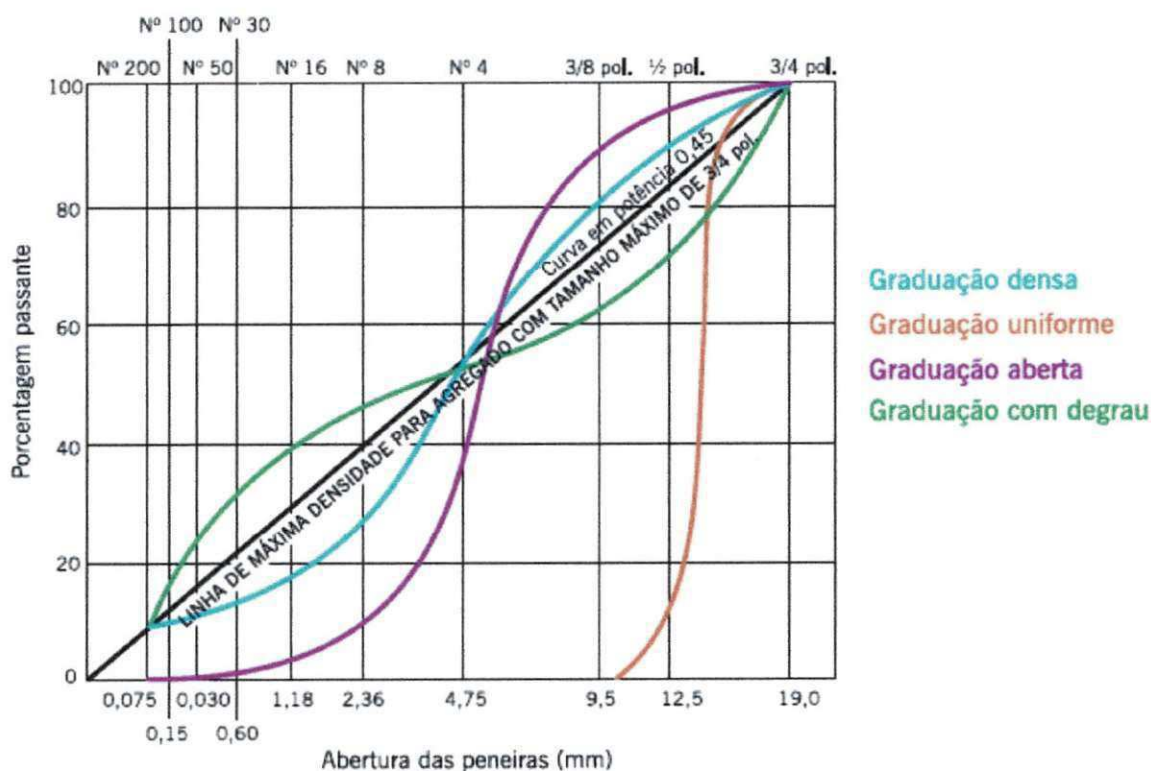


Figura 2.9 – Graduações típicas de agregados.

Fonte: Bernucci *et al.*, (2006).

2.2.2. Caracterização dos agregados

A escolha dos agregados para a produção de misturas asfálticas é determinada pela identificação da graduação, do tamanho, da dureza, da textura superficial, da sanidade, da adesividade do CAP e da absorção de ligante asfáltico pelas partículas. A seguir são descritos os ensaios de caracterização realizados com os agregados graúdos e miúdos, com suas respectivas normas.

2.2.2.1. Análise granulométrica dos agregados por peneiramento

O procedimento para realização da análise granulométrica dos agregados é feito de acordo com a norma DNIT ME-083/98, que fixa o procedimento para determinação da granulometria para os agregados graúdos e miúdos, por peneiramento.

A distribuição granulométrica do agregado é uma das características que asseguram o intertravamento das partículas, desde as mais graúdas às mais finas. Este intertravamento é o responsável pela estabilidade das misturas. De acordo com a Especificação de Serviço do DNIT ES 031/2006, existem três faixas granulométricas de agregados para misturas asfálticas, sendo estas as faixas A, B e C, como mostradas na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Faixas granulométricas de agregados para misturas asfálticas.

Peneira de malha quadrada		% em massa, passando			
Série ASTM	Abertura (mm)	A	B	C	Tolerâncias
2"	50,8	100	-	-	-
1 1/2"	38,1	95 - 100	100	-	± 7%
1"	25,4	75 - 100	95 - 100	-	± 7%
3/4"	19,1	60 - 90	80 - 100	100	± 7%
1/2"	12,7	-	-	80 - 100	± 7%
3/8"	9,5	35 - 65	45 - 80	70 - 90	± 7%
n° 4	4,8	25 - 50	28 - 60	44 - 72	± 5%
n° 10	2	20 - 40	20 - 45	22 - 50	± 5%
n° 40	0,42	10 - 30	10 - 32	8 - 26	± 5%
n° 80	0,18	5 - 20	8 - 20	4 - 16	± 3%
n° 200	0,075	1 - 8	3 - 8	2 - 10	± 2%
Asfalto solúvel no CS2 (+) (%)		4,0 - 7,0 Camada de ligação (Bínder)	4,5 - 7,5 Camada de ligação e rolamento	4,5 - 9,0 Camada de rolamento	± 0,3%

Fonte: Norma DNIT ES 031/2006 - Pavimentos flexíveis - Concreto asfáltico.

2.2.2.2. Massa específica dos agregados graúdos e miúdos

O ensaio para determinação da massa específica dos agregados graúdos é especificado nas normas DNER-ME-081/98, ASTM C 127 e AASHTO T-85. Já as normas que prescrevem a determinação da massa específica dos agregados miúdos são as normas DNER ME-084/95 e ABNT NM 52. Pelo método de ensaio supracitado, a determinação da massa específica para o agregado graúdo é feita, utilizando a terminologia da densidade relativa. A expressão densidade, muito comum de uso na Engenharia, refere-se à massa específica, e a densidade relativa é a relação entre a densidade do material e a densidade da água a 4°C (Celsius). A massa específica real é definida como sendo a relação entre a massa seca real e o volume real, já a massa específica aparente é definida como sendo a razão entre a massa seca pelo volume aparente do agregado.

2.2.2.3. Absorção dos agregados graúdos e miúdos

No Brasil as normas mais utilizadas para determinação da absorção são: DNER-ME-195/97 e DNER ME-081/98 para agregados graúdos e ABNT NBR NM 30 para agregados miúdos. A absorção, de acordo com a norma DNER ME-081/98, é a relação entre a massa de

água absorvida pelo agregado graúdo após 24 horas de imersão à temperatura ambiente e a massa inicial de material seco, sendo determinada para permitir o cálculo das massas específica real e aparente do agregado. A absorção pode ser definida como o aumento da massa do agregado devido ao preenchimento por água nos vazios permeáveis do mesmo, sendo esse parâmetro expresso em porcentagem da sua massa seca.

Para a norma da ABNT NM 30, absorção é o processo pelo qual um líquido é conduzido e tende a ocupar os poros permeáveis de um corpo sólido poroso, em relação a sua massa em estado seco. O método de determinação da absorção de água dos agregados miúdos é feita na condição de agregados saturados superfície seca, que é definido como os agregados cujas partículas absorveram o máximo de água apresentando ainda a superfície seca.

O ensaio consiste em uma amostra que fica imersa em água por 24 horas, e posteriormente é colocada em uma superfície plana, submetendo-a a ação de uma suave corrente de ar quente, como mostra a Figura 2.10.



Figura 2.10 – Secador térmico e molde para determinação da absorção do agregado miúdo.

A amostra é revolvida com frequência para assegurar uma secagem uniforme. A secagem é prosseguida até que os grãos de agregado miúdo não fiquem aderidos entre si. O secador térmico ou circulador de ar quente regulável utilizado na pesquisa é da marca DEKEL DK 1060 de 1600 W. O agregado miúdo é colocado em um molde tronco-cônico metálico, sem comprimi-lo, aplicando-se suavemente em sua superfície 25 golpes com a haste de compactação e em seguida o molde é levantado verticalmente (Figura 2.11).



Figura 2.11 – Molde para determinação da absorção do agregado miúdo.

Se houver umidade superficial na amostra, o agregado se conservará com a forma do molde. Neste momento o agregado miúdo terá chegado à condição de saturado superfície seca. A absorção do agregado miúdo (A), dada em porcentagem, será dada pela equação:

$$A = \frac{m_s - m}{m} \quad \text{Eq. 2.1}$$

Onde:

m_s – a massa ao ar da amostra na condição saturado e de superfície seca, em gramas;

m – a massa da amostra seca em estufa, em gramas.

2.2.2.4. Equivalente Areia

O ensaio de equivalente de areia (EA) verifica a característica tecnológica dos agregados para pavimentação asfáltica, com relação à limpeza dos mesmos. O ensaio é realizado com o objetivo de verificar a porcentagem de material deletério fino contido nos agregados. Pode ser feito o ensaio para amostras de agregados miúdos ou para o pó de pedra. Os procedimentos utilizados para este ensaio seguem o sugerido pelo DNER ME 054/94 e um exemplo de um equipamento para realização do ensaio é apresentado na Figura 2.12. De acordo com a especificação do DNIT ES 031/2006, para que o agregado miúdo seja usado na pavimentação, seu equivalente de areia tem que ser igual ou superior a 55%.

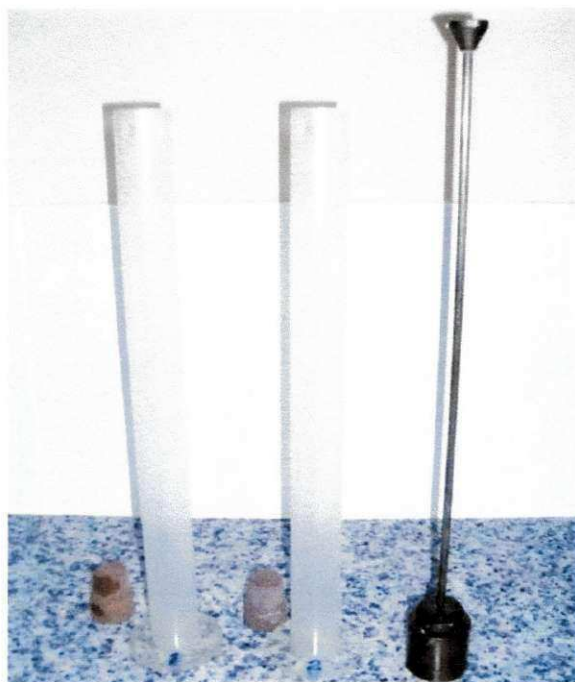


Figura 2.12 – Equipamento para ensaio de equivalente areia.

Neste ensaio, uma amostra com tamanhos de partículas menores do que 4,8 mm, medida em volume numa cápsula padrão, é colocada em uma proveta contendo uma solução de cloreto de cálcio-glicerina-formaldeído e mantida em repouso por 20 minutos. Em seguida, o conjunto é agitado por 30 segundos e, após completar a proveta com a solução até um nível predeterminado, deixado em repouso por mais 20 minutos. Após esse período, é determinada a altura de material floculado em suspensão (h_1) (Figura 2.13). Com um bastão padronizado que é introduzido na proveta, é determinada a altura de agregado depositado por sedimentação (h_2). A razão entre h_2 e h_1 é o valor de equivalente areia (BERNUCCI *et al.*, 2006).



Figura 2.13 – Realização do ensaio de equivalente areia.

2.2.2.5. Adesividade

O ensaio para determinação da adesividade dos agregados ao ligante asfáltico está especificado nas normas DNIT-ME-078/94 para agregados graúdos e DNIT-ME-079/94 para agregados miúdos. Segundo as normas supracitadas, adesividade do agregado ao ligante asfáltico é a propriedade que o agregado tem de ser aderido por um material betuminoso e essa propriedade é avaliada pelo não deslocamento da película betuminosa que o recobre.

A mistura agregado-ligante é submetida à ação de água destilada por um período de 72 horas e o resultado do ensaio é definido visualmente, observando se houve ou não recobrimento total do ligante ao agregado, e se ao final das 72 horas não houve deslocamento da película betuminosa. Ao final do ensaio, o agregado é designado de satisfatório ou não satisfatório, de acordo com as características supracitadas.

No caso do agregado miúdo, a mistura agregado-ligante é submetida à ação de água destilada fervente e a soluções molares de carbonato de sódio ferventes, e o seu resultado é expresso por um ou dois números, indicados em uma Tabela da norma que o prescreve, que pode variar entre de má, satisfatória, boa ou ótima adesividade (Tabela 2.3).

Tabela 2.3 – Indicação da adesividade em função das soluções de carbonato de sódio.

NÚMERO	ADESIVIDADE
0	Má
1	Satisfatória
2	Satisfatória
3	Satisfatória
4	Boa
5	Boa
6	Boa
7	Boa
8	Boa
9	Boa
10	Ótima

Fonte: Norma DNIT ME 079/94.

2.2.2.6. Índice de forma

O ensaio para determinação do índice de forma (f) dos agregados graúdos está normatizado pela DNER-ME-086/94 e este parâmetro é importante, pois a forma das partículas influi na resistência ao cisalhamento e na trabalhabilidade das misturas asfálticas.

A caracterização dos agregados quanto à sua forma, no ensaio de índice de forma, é feita em uma escala variando de 0 a 1, sendo zero considerado um agregado lamelar e sendo 1 um agregado de ótima cubicidade. Um valor mínimo para índice de forma é de 0,50. As Figuras 2.14 e 2.15 apresentam os equipamentos utilizados para determinação do índice de forma.



Figura 2.14 – Peneiras com crivos de abertura circular.

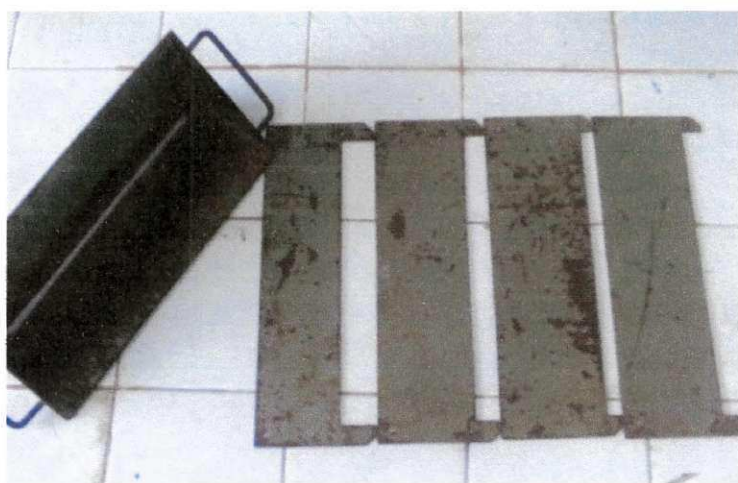


Figura 2.15 – Conjunto de crivos redutores de abertura retangular.

O índice de forma também pode ser determinado por meio de um paquímetro, através da medida de três dimensões dos agregados. O comprimento, largura e espessura, indicadas pelas letras a, b e c, respectivamente, são determinadas e classificadas, através da razão entre as dimensões, em cúbica, alongada, lamelar e alongada-lamelar (NBR 6954/1989). A Tabela 2.4 mostra as relações entre as dimensões e a classificação dos agregados.

Tabela 2.4 - Classificação da forma das partículas dos agregados

Média das Relações b/a e c/d	Classificação da Forma
$b/a > 0,5$ e $c/d > 0,5$	Cúbica
$b/a < 0,5$ e $c/d > 0,5$	Alongada
$b/a > 0,5$ e $c/d < 0,5$	Lamelar
$b/a < 0,5$ e $c/d < 0,5$	Alongada-Lamelar

Fonte: NBR ABNT 6954/1989.

2.2.2.7. Abrasão Los Angeles

O ensaio de abrasão Los Angeles é utilizado para verificar a resistência dos agregados, seja à quebra, à degradação ou à desintegração (DNER ME-035/98 e ABNT NBR NM 51/2001). O ensaio é realizado em um equipamento chamado de “Los Angeles”, onde uma amostra de agregados é colocada junto com uma carga abrasiva, composta por esferas de aço, e esse conjunto é submetido a revoluções que podem variar de 30 a 33 RPM. O valor da Abrasão Los Angeles é expresso pela porcentagem, em peso, do material que passa, após ensaio, pela peneira de malhas quadradas de nº 12 (1,7mm) em relação à massa inicial que existia nesta peneira.

Os limites de aceitação para a abrasão Los Angeles dependem do tipo de aplicação do agregado e das exigências dos órgãos viários. As especificações brasileiras que envolvem o uso de agregados em camadas de pavimentos de base e revestimentos de pavimentos, normalmente limitam o valor máximo de abrasão Los Angeles (LA) entre 40 e 55%. (BERNUCCI *et al.*, 2006). A Especificação de serviço DNIT ES 031/2006 preconiza o valor do desgaste ou abrasão sendo inferior a 50%. A Figura 2.16 mostra a máquina Los Angeles.



Figura 2.16 – Equipamento para ensaio de abrasão Los Angeles do LEP/UAEC/UFCG.

2.3. MISTURAS ASFÁLTICAS

De acordo com Motta *et al.*, (1996), o concreto asfáltico (também chamado de CBUQ – Concreto Betuminoso Usinado a Quente ou CAUQ - Concreto Asfáltico Usinado a Quente) é um material de pavimentação constituído de ligante asfáltico e agregado mineral. O ligante asfáltico, que também pode ser cimento asfáltico modificado, atua como elemento de ligação, colando as partículas minerais, formando uma massa coesa. Como o ligante é insolúvel em água, também atua como um agente impermeabilizante da mistura.

O esqueleto mineral, quando misturado ao ligante asfáltico, forma um sistema resistente ao impacto. Como o CBUQ contém tanto agregado mineral quanto ligante asfáltico, o comportamento da mistura é afetado tanto pelas propriedades de seus componentes individuais, quanto pela relação entre eles.

Podem-se enumerar os principais fatores que influenciam no comportamento das misturas asfálticas durante a fase de dosagem:

- ✓ Granulometria da mistura dos agregados;
- ✓ Temperatura e viscosidade do asfalto;
- ✓ Quantidade de asfalto usado; e
- ✓ Grau de Compactação.

Os revestimentos asfálticos brasileiros, em geral, são projetados para uma vida de serviço de 10 anos. No entanto alguns defeitos na superfície do pavimento, como deformação permanente e trincas, surgem precocemente e podem ter causa nos seguintes fatores: erros de projeto; erros ou inadequação na seleção, dosagem ou na produção de materiais; erros e inadequações construtivas; erros ou inadequações nas alternativas de conservação e manutenção (BERNUCCI *et al.*, 2006).

Os defeitos dos pavimentos asfálticos são frequentes em vias urbanas, visto que as solicitações são severas devido à baixa velocidade do tráfego e a mudança frequente de estado (frenagens e acelerações), entre outros aspectos. Os tipos de defeitos, chamados de primários, que podem ocorrer nos pavimentos são a deformação permanente e a trinca por fadiga.

A deformação permanente é um defeito caracterizado por uma seção transversal que não está em sua posição original. Ela é dita “permanente”, pois esta representa uma

acumulação de pequenas parcelas de deformação que ocorrem a cada carregamento. Esta deformação não pode ser recuperada e ocorre nos primeiros anos de vida do pavimento. O afundamento de trilha de roda é a forma mais comum de deformação permanente. (MOTTA *et al.*, 1996).

Ainda de acordo com Motta *et al.*, (1996), a trinca por fadiga é um problema que ocorre pela repetição de aplicação de cargas pesadas, sendo um primeiro sinal de fadiga o aparecimento de trincas interrompidas longitudinais ao sentido do tráfego. A trinca por fadiga é um problema progressivo, onde no estágio inicial, as trincas iniciais se unem e, pela reação em cadeia, formam mais trincas. No estágio intermediário ocorre o fenômeno chamado de “couro de jacaré” e em alguns casos, ocorre o estágio final, onde há a formação de “painéis” e consequentemente a deterioração do pavimento.

2.3.1. Envelhecimento das Misturas Asfálticas

As misturas asfálticas, quando expostas à elevada temperatura e precipitação tornam-se mais rígidas, devido às alterações em suas propriedades, crescendo a resistência às deformações permanentes em função da melhor distribuição de cargas no pavimento, ao mesmo tempo tornam-se mais frágeis e quebradiças tendendo à formação de trincas (FROTA *et al.*, 2006).

De acordo com Greco (2004), durante o tempo de vida útil dos pavimentos, o envelhecimento de misturas asfálticas ocorre em duas etapas principais. Durante a fase de mistura dos materiais em usina e posterior construção do pavimento ocorre o processo inicial de envelhecimento, denominado envelhecimento em curto prazo, com perdas de componentes voláteis e oxidação do asfalto enquanto a mistura asfáltica está quente. Posteriormente com a construção do pavimento, a mistura asfáltica fica exposta às condições climáticas do local, sofrendo o que se denomina envelhecimento a longo prazo.

O efeito da temperatura, do ar, da luz solar, da chuva e do tempo em revestimentos asfálticos propicia seu envelhecimento que resulta em enrijecimento da mistura asfáltica com o tempo. Este enrijecimento afeta a principal característica da mistura asfáltica (flexibilidade), o que contribui para a suscetibilidade às trincas e desagregação (LEITE, 1999).

Além destes fatores citados no processo de envelhecimento, Greco (2004) também destaca a umidade, o tempo de envelhecimento, o grau de compactação da mistura (representado pela permeabilidade ou pelo índice de vazios), tipo de asfalto, susceptibilidade do asfalto à temperatura, tipo de agregado e espessura da película asfáltica (ou teor de asfalto na mistura). Um melhor entendimento dos fatores influentes nos processos de envelhecimento é essencial para a obtenção de um pavimento asfáltico mais durável e resistente.

Na metodologia SUPERPAVE (*SUPERior PERformance asphalt PAVEMENTs*), para simular o envelhecimento inicial (de curto prazo) do CAP, o procedimento realizado consiste em acondicionar a massa solta (mistura asfáltica) por 2 horas em estufa na temperatura de compactação, para posteriormente ser realizada a compactação dos corpos de prova.

2.3.2. Características mecânicas das misturas asfálticas

A seguir são listadas as principais características mecânicas das misturas asfálticas, de acordo com Imperpav (2008), a saber:

- ✓ Fadiga: a degradação devido à fadiga imposta pela repetição de cargas, ao longo da vida útil do revestimento, provoca a diminuição da resistência à flexão do revestimento asfáltico e com isso o aparecimento das fissuras e das trincas;
- ✓ Durabilidade: a oxidação do CAP é um dos motivos que mais compromete a durabilidade dos revestimentos, provocando alterações da composição química, diminuindo a coesão e a elasticidade. E essa oxidação pode ocorrer tanto na usina durante a produção da mistura asfáltica quanto durante a sua vida de serviço; e
- ✓ Rigidez: Importante característica no desempenho dos revestimentos, já que uma maior rigidez da mistura asfáltica, minimiza a ocorrência de deformações permanentes nas trilhas de roda, melhorando o desempenho do revestimento asfáltico. Se o CAP utilizado for mais consistente, ou seja, menor penetração, ocorre um aumento considerável na rigidez das misturas asfálticas.

2.3.3. Dosagem das misturas asfálticas

A dosagem escolhida para o presente estudo é a dosagem SUPERPAVE, na tentativa de estudar um procedimento de dosagem que vem sendo incorporado cada dia mais nos institutos de pesquisas no Brasil.

2.3.3.1. Dosagem SUPERPAVE

O Programa Estratégico de Pesquisa Rodoviária SHRP (*Strategic Highway Research Program*) foi iniciado em 1987 para desenvolvimento de um novo sistema de especificações de materiais asfálticos. O SUPERPAVE (*SUperior PERformance asphalt PAVements – Pavimentos Asfálticos de Desempenho Superior*) foi um dos produtos finais do programa SHRP e concebido para auxiliar na seleção de materiais e projeto de misturas. Este sistema especifica materiais, projeta e analisa misturas asfálticas e prevê desempenho de pavimentos. Inclui equipamentos de ensaios, métodos e critérios (MARQUES, 2004).

A Dosagem SUPERPAVE difere-se da Dosagem Marshall com relação ao tipo de compactação dos corpos-de-prova, onde a dosagem SUPERPAVE utiliza um compactador giratório, que aplica energia por amassamento. O CGS (compactador giratório SUPERPAVE) foi adotado pela SHRP para fazer com que os corpos de prova fossem compactados o mais próximo possível da compactação feita em campo, reproduzindo as condições reais de carregamento.

Além disso, a escolha da granulometria pela metodologia SUPERPAVE incluem o diagrama de potência 0,45 com limites dos pontos de controle e zona de restrição. De acordo com Motta *et al.*, (1996) a zona de restrição é utilizada pelo método SUPERPAVE para que as misturas não tenham uma alta proporção de areia fina em relação a areia total, em sua composição. O emprego da zona de restrição e dos pontos de controle assegura que a mistura dos agregados formarão um esqueleto mineral adequado, que tenha resistência à deformação permanente, garantindo um teor de vazios tais que favoreçam a durabilidade da mistura.

De uma maneira geral, a composição dos agregados a ser utilizada deve estar localizada entre os pontos de controle, abaixo ou acima da zona de restrição e não pode coincidir com a linha de densidade máxima na “curva de Fuller” (Figura 2.17).

A curva ou linha de densidade máxima representa a distribuição dos tamanhos de partículas onde os agregados se encaixam da forma mais compacta possível. Esta, por sua vez, deve ser evitada para que o espaço entre os agregados não se torne excessivamente pequeno e assim permitir a inserção de um filme resistente ao asfalto.

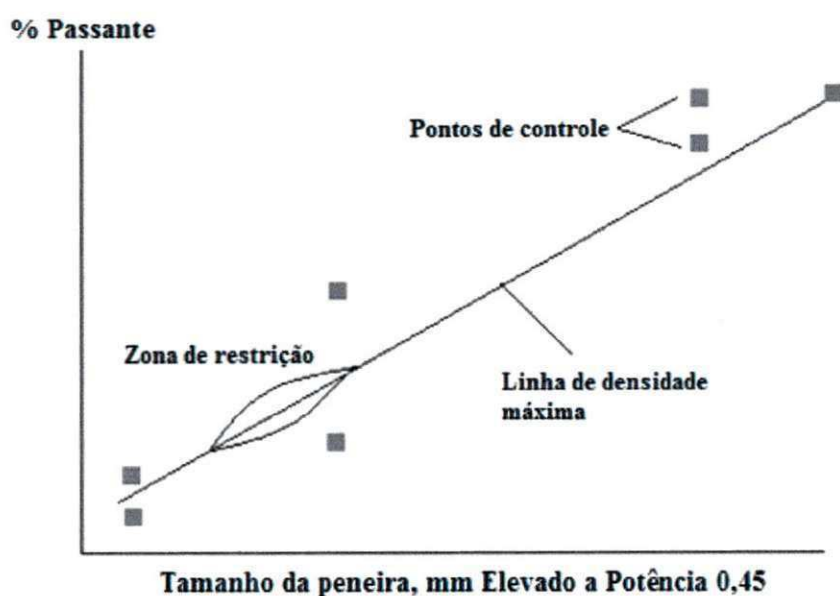


Figura 2.17 – Granulometria SUPERPAVE.

A definição dos pontos de controle e da zona de restrição das faixas granulométricas é realizada a partir do Tamanho Nominal Máximo (TNM) do agregado, que pela especificação SUPERPAVE é definido como sendo o tamanho da peneira maior do que a primeira peneira que reter mais de 10% do agregado. As Tabelas 2.5 e 2.6 apresentam os valores para os pontos de controle e zona de restrição, de acordo com o tamanho nominal máximo.

Tabela 2.5 – Pontos de controle de acordo com o Tamanho Nominal Máximo do agregado (SUPERPAVE).

Abertura (mm)	Pontos de controle									
	Porcentagem em massa, passando									
	37,5mm		25,0mm		19,0mm		12,5mm		9,5mm	
	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx
50	100	–	–	–	–	–	–	–	–	–
37,5	90	100	100	–	–	–	–	–	–	–
25	–	90	90	100	100	–	–	–	–	–
19	–	–	–	90	90	100	100	–	–	–
12,5	–	–	–	–	–	90	90	100	100	–
9,5	–	–	–	–	–	–	–	90	90	100
4,75	–	–	–	–	–	–	–	–	–	90
2,36	15	41	19	45	23	49	28	58	32	67
0,075	0	6	1	7	2	8	2	10	2	10

Fonte: Bernucci *et al.*, (2006).

Tabela 2.6 – Zona de restrição de acordo com o Tamanho Nominal Máximo (SUPERPAVE).

Abertura (mm)	Zona de restrição									
	Porcentagem em massa, passando									
	37,5mm		25,0mm		19,0mm		12,5mm		9,5mm	
	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx
4,75	34,7	34,7	39,5	39,5	–	–	–	–	–	–
2,36	23,3	27,3	26,8	30,8	34,6	34,6	39,1	39,1	47,2	47,2
1,18	15,5	21,5	18,1	24,1	22,3	28,3	25,6	31,6	31,6	37,6
0,6	11,7	15,7	13,6	17,6	16,7	20,7	19,1	23,1	23,5	27,5
0,3	10	10	11,4	11,4	13,7	13,7	15,5	15,5	18,7	18,7

Fonte: Bernucci *et al.*, (2006).

De posse dos materiais disponíveis na fase de misturas, são estabelecidas misturas combinando a granulometria individual dos materiais (agregados graúdos e miúdos) em uma única granulometria em diferentes proporções. Normalmente são testadas três misturas (curvas) com combinações dos materiais disponíveis.

Após a confirmação das combinações de agregados a serem utilizadas no estudo, o próximo passo é avaliar estas misturas experimentais através da compactação de corpos-de-prova, com um teor de asfalto tentativo para cada mistura. (MARQUES, 2004).

A premissa principal da dosagem SUPERPAVE é que a quantidade de ligante usada deve ser tal que a mistura atinja 4% de vazios no número de giros de projeto. De acordo com Marques (2004) caso isso não ocorra nas misturas experimentais, faz-se uma estimativa do teor de ligante que atenderia a tal premissa. Por este método, é facultado ao projetista escolher qual das misturas testadas, entre as três composições granulométricas, melhor atende às exigências volumétricas especificadas para o projeto.

Os requisitos volumétricos da mistura, para a dosagem SUPERPAVE, constituem-se de: Volume de vazios, Vazios do Agregado Mineral e a Relação betume/vazios. Estes devem obedecer aos seguintes requisitos (MARQUES, 2004).

- ✓ Volume de vazios (V_v): O teor de vazios de projeto na mistura é de 4%;
- ✓ Vazios do Agregado Mineral (VAM): Para um projeto com 4% de V_v , o VAM é especificado em função do Tamanho Nominal Máximo do agregado; e

- ✓ Relação betume/vazios (RBV): Para um projeto com 4% de Vv, o RBV é especificado em função do volume de tráfego.

De acordo com Cavalcanti (2010) a forma de compactação do compactador Giratório Superpave (CGS) se compara a de um rolo compressor que, em vez de aplicar golpes de impacto, faz a compactação exercendo uma tensão de amassamento na mistura.

Na Figura 2.18 está apresentado o *Servopac Giratory Compactor*, e este foi o compactador utilizado na presente pesquisa.



Figura 2.18 – Equipamento para compactação por amassamento do LEP/UAEC/UFCG.

O compactador giratório SUPERPAVE (CGS) é um dispositivo mecânico composto pelo seguinte sistema de componentes (MOTTA *et al.*, 1996):

- ✓ Estrutura de reação, base rotativa e motor;
- ✓ Medidor de altura e sistema de registro de dados e de carregamento, cabeça de carga, medidor de pressão; e
- ✓ Molde e a placa base.

2.3.4. Ensaio para determinação da densidade máxima da mistura

O ensaio para determinação da densidade máxima da mistura (Gmm) está prescrito nas normas da ASTM D 2041/2000 e na AASHTO T-209/1999. Este é o ensaio utilizado pela metodologia SUPERPAVE para determinação da Gmm, útil para cálculo da densidade efetiva dos agregados e dos outros parâmetros volumétricos das misturas asfálticas. O ensaio que utiliza o procedimento a vácuo já considera a absorção do ligante asfáltico pelos agregados e dispensa a obtenção das massas específicas de cada agregado utilizado separadamente.

O Rice Test, como é conhecido o ensaio (em homenagem a James M. Rice que em 1953 desenvolveu este procedimento, normalizado pela ASTM D 2041 em 1995). A Figura 2.19 apresenta o equipamento Rice Test utilizado na pesquisa. Além do tronco metálico e da mesa agitadora, o equipamento é composto da bomba de vácuo, de torneira de vidro com três vias e três kitassatos.



Figura 2.19 – Equipamento Rice Test para determinação da Gmm do LEP/UAEC/UFCG.

Conhecida a massa da mistura asfáltica seca ao ar, a massa do recipiente completo com água e a massa do conjunto, a densidade é calculada como mostra a Figura 2.20.

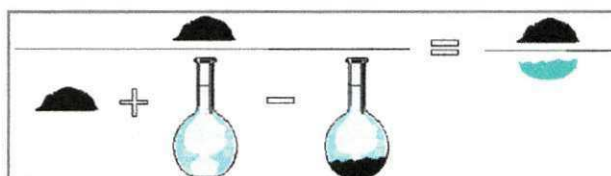


Figura 2.20 – Massas consideradas para o cálculo da Gmm.

Fonte: Bernucci *et al.*, (2006).

2.3.5. Ensaios mecânicos de misturas asfálticas.

Os ensaios mecânicos são utilizados para análise das propriedades de desempenho das misturas asfálticas. São comumente realizados em laboratório e estabelecidos com o objetivo de reproduzir as condições de campo, embora impliquem às vezes na adoção de elevados fatores de ajuste campo-laboratório. Os ensaios mecânicos habitualmente realizados estão apresentados a seguir.

2.3.5.1. Ensaio de Tração por Compressão Diametral Indireta

Este ensaio foi desenvolvido pelo professor Lobo Carneiro no Rio de Janeiro em 1943 para avaliação da resistência à tração de concreto de cimento Portland. Este ensaio conhecido também como “ensaio brasileiro” determina a resistência à tração indireta através da compressão diametral do corpo de prova cilíndrico, e em 1972 passou a ser usado também para caracterização de misturas asfálticas.

O procedimento para a determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral Indireta está descrito nas normas DNER-ME 138/94 e ABNT NBR 15087 e consiste basicamente na aplicação de uma carga estática de compressão distribuída ao longo de duas geratrizes opostas, a fim de se obter as tensões de tração através do diâmetro horizontal, perpendicularmente à carga. A Figura 2.21 apresenta o esquema de carregamento do ensaio e a Figura 2.22 apresenta uma prensa para a realização do ensaio de resistência à tração por compressão diametral do Laboratório de solos do LEP.

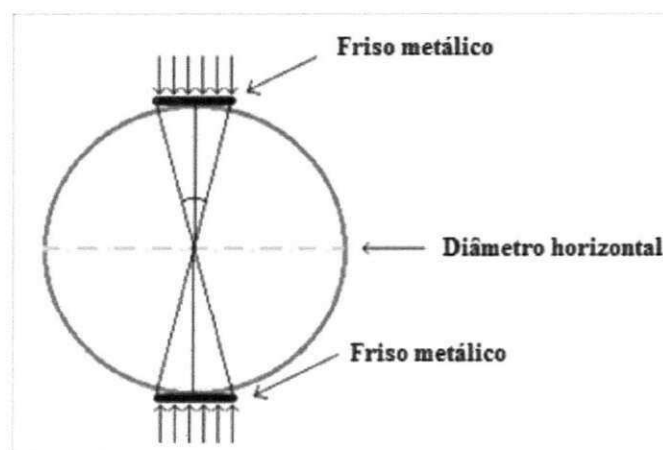


Figura 2.21 – Esquema de carregamento no ensaio de Tração por Compressão Diametral Indireta.



Figura 2.22 – Prensa para ensaio de Resistência à Tração do LEP/UAEC/UFCG.

De acordo com Medina & Motta (2005) a aplicação de um esforço no corpo de prova que é dado por duas forças de compressão concentradas e diametralmente opostas em um cilindro, gera, ao longo do diâmetro solicitado, tensões de tração uniforme perpendicular a esse diâmetro.

2.3.5.2. Ensaio de Módulo de Resiliência

Os estudos sobre comportamento resiliente dos materiais utilizados em pavimentação, de acordo com Medina & Motta (2005) foram iniciados na década de 1930, com Francis Hveem, que foi o primeiro a relacionar as deformações recuperáveis (resiliência) com as fissuras surgidas nos revestimentos asfálticos. Hveem entendia que o trincamento progressivo dos revestimentos asfálticos se devia à deformação resiliente (elástica) das camadas subjacentes, em especial ao subleito.

O ensaio de Módulo de Resiliência (MR) realizado no Brasil segue as recomendações do DNER-ME-135/10 que não faz distinção da deformação específica instantânea da deformação específica total, como é feito na norma ASTM D 4123/2003. Estas deformações permitem a obtenção de dois valores de MR: o primeiro é denominado Módulo de Resiliência

instantâneo, enquanto o segundo é o total. O Módulo instantâneo é calculado com base na deformação diametral recuperável que ocorre na fase de descarregamento de um ciclo de carga-descarga, e o Módulo de Resiliência total, usando a deformação total recuperável, que inclui a deformação recuperável instantânea e a dependente do tempo durante a fase de descarregamento (MARQUES, 2004).

A norma DNIT-ME 135/10 apresenta as seguintes notas:

- ✓ Recomenda-se o valor de 0,30 para o coeficiente de Poisson;
- ✓ O Módulo de Resiliência do corpo-de-prova ensaiado será a média aritmética dos valores determinados para aplicações de carga (F); e
- ✓ Quando a temperatura de ensaio não for especificada, o Módulo de Resiliência deve ser determinado na temperatura de $25^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$.

A Figura 2.23 apresenta um equipamento para realização do ensaio de Módulo de Resiliência que foi utilizado nesta pesquisa para avaliação das misturas asfálticas estudadas. Esse equipamento é do tipo Prensa servo-hidráulica UTM-25 (*Universal Testing Machine*) da IPC Global. O equipamento é composto de um sistema pneumático de carregamento, uma câmara para controle de temperatura, um sistema de medição de deformação da amostra, um software para aquisição e análise de dados e uma estrutura de suporte e alinhamento do corpo de prova.



Figura 2.23 – Equipamento para ensaio de Módulo de Resiliência do LEP/UAEC/UFCG.

2.3.5.3. Ensaio de Lottman Modificado

O ensaio Lottman Modificado é utilizado para avaliar as propriedades de adesividade em mistura asfálticas, em termos de Resistência à Tração (RT), considerando o efeito deletério da água em diferentes ciclos de temperaturas, em amostras moldadas com o volume de vazios de aproximadamente $7\% \pm 1\%$. De acordo com Hicks³ (1991) apud Coutinho (2004), quatro fatores influenciam o dano por umidade, a saber:

- ✓ As condições climáticas (temperatura, vento, umidade), durante a construção;
- ✓ Os efeitos ambientais (clima e carregamento do tráfego), após a construção;
- ✓ As características do concreto asfáltico, abrangendo o agregado (textura superficial, porosidade, composição mineralógica, composição química da superfície, umidade superficial e recobrimento), o CAP, o tipo de mistura; e
- ✓ Drenagem sub-superficial do pavimento.

A susceptibilidade de misturas asfálticas à presença de água ocorre pela perda de adesão entre o CAP e os agregados causada pela sua infiltração ou pelo vapor dela. O desempenho das misturas asfálticas está relacionado às propriedades de adesão e coesão com o sistema asfalto-agregado. A perda de coesão e resistência do filme de CAP e as falhas de adesão, em conjunto com a degradação e a fratura do agregado, são identificadas como resultado da susceptibilidade à presença de água ou dano por umidade (LUCENA, 2009).

Para Lottman⁴ (1978) apud Furlan *et al.*, (2004) a presença de água congelada nos poros da mistura asfáltica simula as tensões de tração, devido à expansão causada pela formação de cristais de gelo. Como consequência desta expansão, pode haver ruptura de ligações adesivas mais frágeis ou de agregados porosos ou fissurados, comprometendo a durabilidade da mistura asfáltica.

O Ensaio de Dano por Umidade Induzida foi executado para predizer em longo prazo (quatro a 12 anos, segundo a AASHTO T 283/03) a susceptibilidade da mistura ao deslocamento (*stripping*) da película asfáltica do agregado e avaliar a necessidade de usar um aditivo *antistripping* (dope) (TAVARES *et al.*, 2007).

³ HICKS, R. G. - Moisture damage in asphalt concret. TRB – Transportation Research Board, NCHRP, 1991.

⁴ LOTTMAN, R. P. – Predicting Moisture Induced Damage to Asphaltic concrete. National Cooperative Highway Research Program. Transportation Research Board. Washington, D. C. 1978.

O ensaio AASHTO T-283/03 é uma modificação do ensaio Lottman original. Entre as modificações está a aplicação do vácuo até que se atinja 70%-80% de saturação (Figura 2.24). Adotou-se um período de 16 horas a 60°C para a cura das misturas antes da compactação, seguida por um envelhecimento a 135° C, por um período de duas horas. As amostras compactadas devem ter $7\% \pm 0,5\%$ de vazios (LIBERATORI & CONSTANTINO, 2006).



Figura 2.24 – Dessecador e bomba a vácuo utilizado na saturação dos corpos de prova.

2.4. MODIFICADOR DO LIGANTE

2.4.1. Argila Montmorilonita organofílica, hidrofóbica ou modificada.

A argila montmorilonita pode ser definida como um argilomineral do grupo das esmectitas, hidrofílica (propriedade de ter afinidade por moléculas de água), de granulometria muitíssimo fina (dimensões inferiores a 2 microm ou $2 \cdot 10^{-6}m$) e muito ativo eletroquimicamente. A estrutura cristalina da bentonita (termo comercial para as argilas montmorilonitas) é apresentada na Figura 2.25.

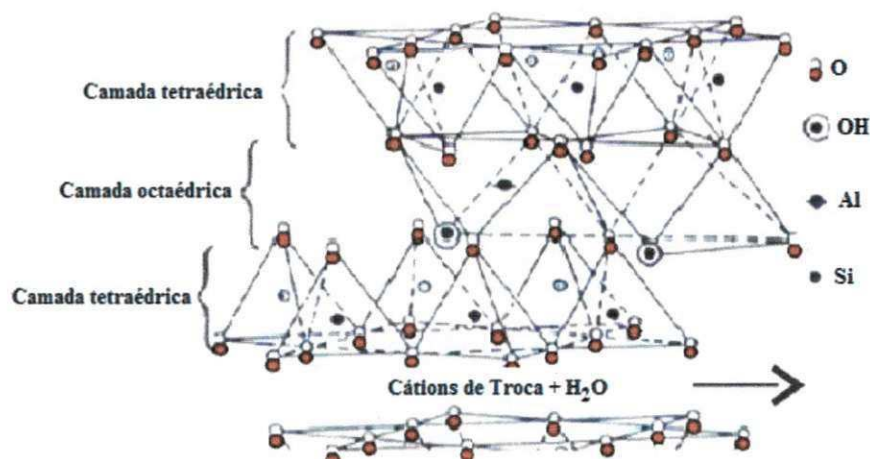


Figura 2.25 - Estrutura cristalina da bentonita.

A montmorilonita é o argilomineral mais abundante entre as esmectitas, cuja fórmula química geral é $M_x(Al_{4-x}Mg_x)Si_8O_{20}(OH)_4$. Possui partículas de tamanhos que podem variar de 2 μm a 0,1 μm , com tamanho médio de $\sim 0,5 \mu m$ e formato de placas ou lâminas. É uma argila que adicionalmente pode conter minerais acessórios como: quartzo, cristobalita, feldspato, pirita, carbonatos, clorita, caulinita, mica e ilita. (PAIVA, *et al.*, 2008).

Pertence ao grupo dos filossilicatos 2:1, cujas placas são caracterizadas por estruturas constituídas por duas folhas tetraédricas de sílica com uma folha central octaédrica de alumina, que são unidas entre si por átomos de oxigênio comuns a ambas as folhas (Figura 2.25). As lamelas da montmorilonita apresentam perfil irregular, são muito finas, tem tendência a se agregarem no processo de secagem e boa capacidade de delaminação quando colocadas em contato com a água. O diâmetro é de aproximadamente 100 nm ($100 \cdot 10^{-9} m$), a espessura pode chegar até 1 nm e as dimensões laterais podem variar de 30 nm a várias micra, podendo atingir aproximadamente 1000. O empilhamento dessas placas é regido por forças polares relativamente fracas e por forças de van der Waals e entre essas placas existem lacunas denominadas galerias ou camadas intermediárias nas quais residem cátions trocáveis como Na^+ , Ca^{2+} , Li^+ , fixos eletrostaticamente e com a função de compensar cargas negativas geradas por substituições isomórficas que ocorrem no reticulado, como por exemplo, Al^{3+} por Mg^{2+} ou Fe^{2+} , ou Mg^{2+} por Li^+ . Cerca de 80% dos cátions trocáveis na montmorilonita estão presentes nas galerias e 20% se encontram nas superfícies laterais. (PAIVA, *et al.*, 2008).

As argilas do grupo esmectitas, principalmente a montmorilonita, são muito utilizadas na preparação das argilas organofílicas (modificada) devido às pequenas dimensões dos cristais, a elevada capacidade de troca de cátions, e a capacidade de inchamento em água que fazem com que a intercalação de compostos orgânicos, utilizados na síntese, seja rápida e eficiente (SILVA & FERREIRA, 2008).

Silva & Ferreira (2008) definem as argilas organofílicas como sendo basicamente constituídas por esmectitas que são modificadas com a inserção de substâncias orgânicas entre as camadas estruturais da argila, que apresentam afinidade química com a estrutura cristalina, fazendo com que ocorram expansões entre os planos da argila e, conseqüentemente, ocorra a perda da característica hidrofílica, tornando-a hidrofóbica.

Segundo Meira (2001), os minerais argilosos possuem a propriedade de trocar íons fixados na superfície exterior dos seus cristais, nos espaços intercamadas estruturais ou

localizados em outros espaços interiores. A capacidade de troca de Cátions (CTC) que um argilomineral tem de adsorver e/ou trocar é uma propriedade que resulta do desequilíbrio das suas cargas elétricas, onde este desequilíbrio deve-se a substituições isomórficas, as quais influenciam fortemente determinadas propriedades físico-químicas e tecnológicas.

A modificação superficial de argilas esmectíticas é uma área que tem recebido bastante atenção porque permite ampliar os horizontes de utilização das argilas, gerando novos materiais e novas aplicações. A síntese das montmorilonitas organofílicas é geralmente realizada com a técnica de troca de íons. Nessa técnica é realizada a modificação superficial da argila bentonítica com a substituição de cátions trocáveis presentes na distância interlamelar da argila, geralmente Na^+ que é mais facilmente trocável por serem monovalentes por cátions orgânicos de sais quaternários de amônio (surfactantes catiônicos) ou mesmo outros tipos de sais, em solução aquosa. (SILVA & FERREIRA, 2008).

Os sais quaternários de amônio são, desde os anos 20 do século passado, os principais compostos utilizados para transformação das argilas esmectíticas sódicas em organofílicas. Ao adicionar esses sais às dispersões aquosas de argila esmectíticas, esses cátions orgânicos substituem os cátions sódio que são facilmente trocáveis; assim, os cátions quaternários de amônio, com longas cadeias de hidrocarbonetos livres se acomodam entre as camadas 2:1 do argilomineral, tornando-as organofílicas (DIAZ⁵, 1994 apud CAVALCANTI, 2010).

De acordo com Cavalcanti (2010) quando a montmorilonita torna-se organofílica, modificada ou hidrofóbica, ela se apresenta mais estável e diminui sua degradação, em conjunto com o aumento da resistência mecânica quando incorporada a outros materiais orgânicos.

A utilização da argila montmorilonita como modificador para o ligante asfáltico, na busca de melhorar suas propriedades reológicas faz parte da nanotecnologia, que na construção civil pode ser entendida como a melhor compreensão dos materiais orgânicos ou inorgânicos, analisando-os em escala nanométrica, desenvolvendo ferramentas micro e nano.

⁵ DIAZ, F. R. V., 1994, *Preparação, a nível de laboratório, de algumas argilas esmectíticas Organofílicas*. Tese de doutorado, Escola Politécnica de São Paulo, EPUSP, São Paulo, SP, Brasil.

De acordo com IntegraBase & Nanotechnology (2008), dada à natureza composta das misturas asfálticas (mistura de agregados e ligantes), o potencial para melhoria nas propriedades de engenharia através da aplicação de nanotecnologia é significativo, particularmente nas áreas de resistência a danos causados pela umidade (*stripping*) e longevidade do pavimento, entre outros. Estudos baseados em nanotecnologia para melhoria do desempenho dos pavimentos resultará em um aumento no seu tempo de vida útil, implicando numa redução de custos pela manutenção dos mesmos. E essas melhorias poderão ser utilizadas nos pavimentos de rodovias, aeródromos, portos e outras possíveis aplicações.

O primeiro estudo feito com o asfalto modificado com a montmorilonita pura e organofílica foi apresentado por Yu *et al.*, (2006). O ligante asfáltico foi modificado por meio de um agitador mecânico de alto cisalhamento por um período de duas horas a 3000 RPM. A temperatura do ligante asfáltico para a modificação foi de 150°C e a argila montmorilonita foi tratada com íons de octadecil amônio para sua modificação.

A fim de verificar a estrutura do ligante modificado foi realizado o ensaio Difração de Raio-X (DRX) que é utilizado para analisar a mineralogia de materiais (Figura 2.26).

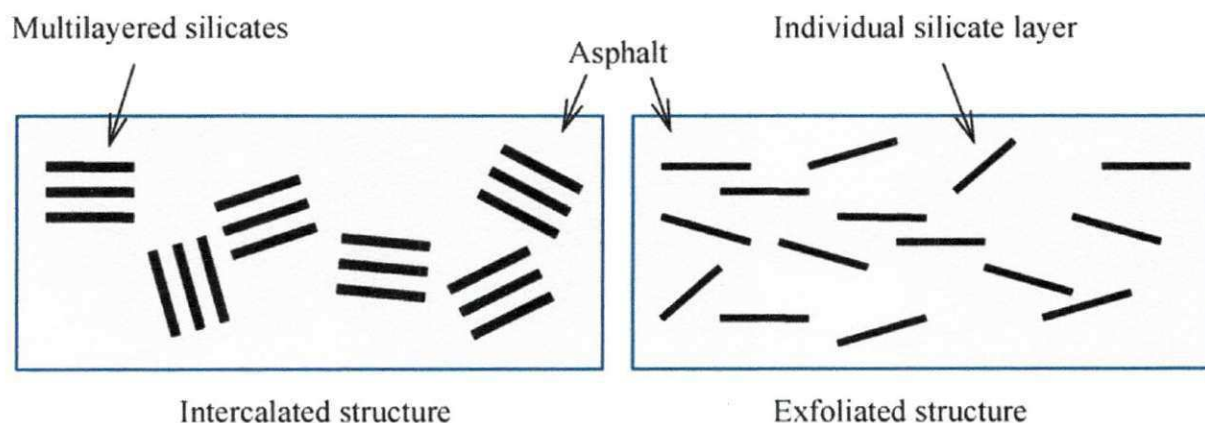


Figura 2.26 – Esquema das estruturas de camadas de silicatos do ligante modificado.

Fonte: (YU *et al.*, 2006).

Yu *et al.*, (2006) concluíram que o asfalto incorporado à argila pura (MMT - *Montmorillonite*) fica intercalado na galeria, formando uma estrutura intercalada (Figura 2.26). Já a argila modificada (OMMT - *Organomodified Montmorillonite*) no ensaio DSR (*Dynamical Shear Rheometer*), mostra que o asfalto incorporado pode formar uma estrutura

esfoliada. Isso se deve ao fato da MMT ter camadas hidrofílicas com espaços pequenos entre elas, tornando a intercalação e descamação das camadas mais difícil, enquanto que a OMMT, por ter sido modificada, as camadas já foram ampliadas pelas moléculas orgânicas, onde as camadas podem ser retiradas durante o processo de mistura e formar a estrutura esfoliada. Este tipo de estrutura da OMMT fornece melhores benefícios para a inserção de moléculas de asfalto.

Nos estudos realizados por Yu *et al.*, (2009) sobre a influência da argila organofílica nas propriedades do envelhecimento do ligante, concluiu-se que as camadas individuais de silicato da OMMT com proporção elevada no asfalto podem impedir com eficiência a permeabilidade do oxigênio pelo meio de suas restrições geométricas, fazendo a oxidação do asfalto ser reduzida satisfatoriamente (Figura 2.27). Por outro lado, as camadas de silicato também pode dificultar a perda dos componentes voláteis do asfalto em alta temperatura. Portanto, esses fatores tendem a contribuir no aumento da resistência ao envelhecimento do asfalto.

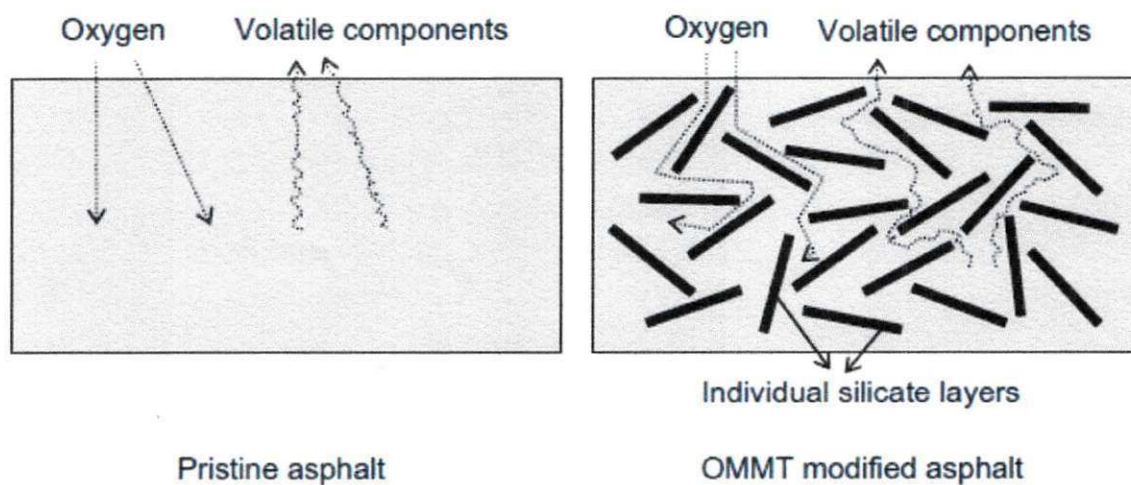


Figura 2.27 – Esquema do mecanismo de anti-envelhecimento do asfalto com OMMT.

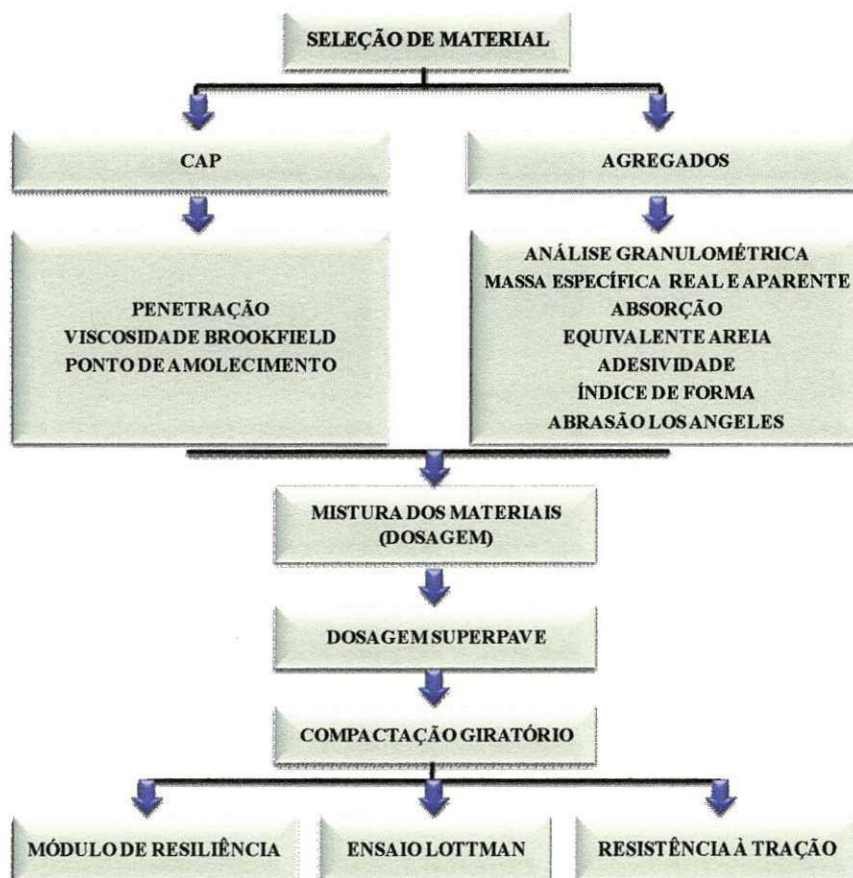
Fonte: (YU *et al.*, 2009).

CAPÍTULO 3

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo são indicadas as procedências dos materiais que foram utilizados neste trabalho, apresentando uma descrição dos estudos das propriedades físicas e mecânicas dos materiais e das misturas asfálticas a que estes foram submetidos, o procedimento experimental e as especificações utilizadas.

O Fluxograma 3.1 mostra a sequência de atividades e dos ensaios realizados. Com relação ao ligante asfáltico, a mesma sequência foi realizada tanto para o CAP puro como para o CAP modificado.



Fluxograma 3.1 - Atividades e ensaios realizados na fase experimental da pesquisa.

3.1. Seleção dos Materiais

3.1.1. Cimento Asfáltico de Petróleo

Na pesquisa, foi utilizado o CAP 50-70, por ser o tipo de Cimento Asfáltico de Petróleo mais utilizado na região Nordeste. O mesmo foi fornecido pelo laboratório DP-RLAM da cidade de São Francisco do Conde - BA, cujas especificações estão de acordo com a Agência Nacional do Petróleo. A seguir são apresentadas as informações das propriedades físicas do CAP 50-70 (Tabela 3.1).

Tabela 3.1 – Propriedades físicas do CAP 50-70

CARACTERÍSTICAS	UNIDADE	ESPECIFICAÇÃO	RESULTADO
Penetração (100g, 5s, 25°C)	(0,1 mm)	50 a 70	60,0
Ponto de amolecimento	°C	46 mín.	47,8
Ponto de fulgor	°C	235 mín.	356,0
Viscosidade Brookfield a 135°C		274 mín.	434,9
Viscosidade Brookfield a 150°C	cP	112 mín.	214,9
Viscosidade Brookfield a 177°C		57 a 285	78,4
Densidade do asfalto	g/cm ³	-	1,020

3.1.2. Modificadores

Na modificação do ligante asfáltico da presente pesquisa, foram utilizadas a argila montmorilonita pura e a argila modificada. No mercado, esta última já vem sendo comercializada como argila organofílica, hidrofílica ou simplesmente modificada e é identificada nos estudos pela sigla OMMT (*Organommodified Montmorillonite*) e para a argila montmorilonita pura (sem modificação) como MMT (*Montmorillonite*).

3.1.2.1. Argila pura

A argila pura (sendo identificada na pesquisa pela sigla MMT - Montmorillonite) utilizada foi uma argila nacional comercial BRASGEL PA (sódica ativada), da Indústria Bentonit União Nordeste (BUN), localizada na cidade de Campina Grande – PB. A capacidade de troca de cátions (CTC) desta argila é de 90 meq/100g de argila (determinada pelo método de adsorção de azul de metileno (ASTM C 837/2009). O fornecimento dessa argila para a pesquisa foi feita pelo laboratório da UAEMa (Unidade Acadêmica de Engenharia de Materiais) da Universidade Federal de Campina Grande. A Figura 3.1 mostra a argila pura utilizada na pesquisa.



Figura 3.1 – Argila montmorilonita pura.

3.1.2.2. Argila modificada

A argila modificada (sendo identificada na pesquisa pela sigla OMMT) utilizada foi à argila do tipo montmorillonita importada comercial *Cloisite* Na⁺, naturalmente sódica, beneficiada pela empresa americana Southern Clay Products, Inc. A capacidade de troca de cátions é de 92,6 meq/100g de argila (determinada pelo método de adsorção de azul de metileno ASTM C 837/2009). Esta argila foi fornecida pelo laboratório da UAEMa/UFCG.

Argila montmorillonita modificada muito semelhante à da presente pesquisa foi utilizada nos estudos feitos por Jahromi *et al.*, (2010), que utilizou como ligante o 60-70, com as seguintes características dessa argila, a saber: *Cloisite-15A*, com capacidade de troca de

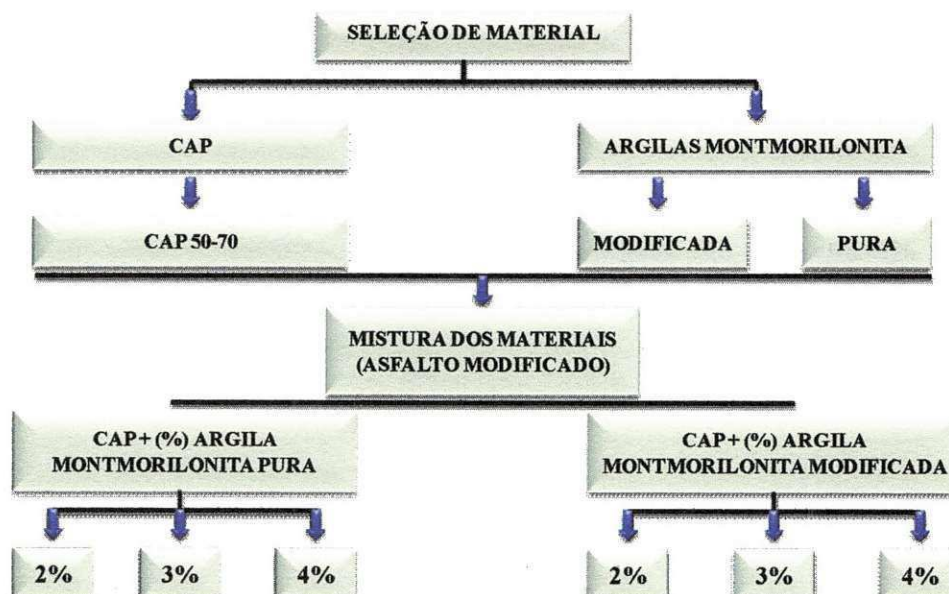
cátions (CTC) de 90meq/100g de argila. A Figura 3.2 mostra a argila montmorilonita modificada utilizada na pesquisa.



Figura 3.2 – Argila montmorilonita modificada.

Os teores de argila montmorilonita pura e modificada acrescidos ao ligante foram de 2%, 3% e 4%. Em outros trabalhos utilizando também como modificador a argila montmorilonita, o valor máximo de incorporação onde se apresentou boa estabilidade de estocagem foi de 3% (YU *et al.*, 2006) e esse mesmo teor foi utilizado na pesquisa feita por Yu *et al.*, (2009), Cavalcanti (2010) e Liu & Han (2010). Já a pesquisa de Jahromi *et al.*, (2010) utilizou teores de 2% e 4% de argila.

O Fluxograma 3.2 apresenta a sequência de atividades para a modificação do ligante asfáltico (CAP 50-70) com os dois modificadores e seus respectivos teores.



Fluxograma 3.2 – Sequência de atividades para modificação do CAP desta pesquisa.

Todos os ligantes foram modificados utilizando um agitador mecânico de baixo cisalhamento, que aplica movimentos giratórios por meio de uma hélice de 10 cm de diâmetro. A amostra de CAP foi colocada em um Becker de vidro com capacidade para três litros que fica envolvido por uma manta térmica para manter a temperatura desejada de agitação. O equipamento apresenta a velocidade de rotação e também possui um dispositivo regulador de temperatura, como ilustrado na Figura 3.3.



Figura 3.3 – Agitador utilizado para a incorporação dos aditivos às amostras de CAP desta pesquisa do LEP/UAEC/UFCG.

Através de testes utilizando o agitador com amostras de CAP, foi possível obter valores com relação à rotação indicada e ao tempo de mistura. A rotação foi estabelecida por ser a máxima alcançada sem que houvesse perda do material durante a mistura. Essa rotação, para todas as modificações, ficou em torno de 400 RPM. O tempo foi determinado como sendo aquele em que visivelmente a mistura CAP + argila apresentasse homogeneidade e ausência de grumos, fixando esse tempo em 30 minutos para uma quantidade de 500 ml de ligante asfáltico. Na pesquisa apresentada por Jahromi & Khodaii (2009), a modificação do ligante foi feita em um agitador mecânico, com velocidade de 550 RPM e durante 30 minutos.

Para manter a temperatura constante da mistura (asfalto + modificador) durante o tempo pré-determinado no agitador mecânico, foi elaborado no laboratório o projeto de uma tampa que se adaptasse ao Becker e a manta térmica, para que durante a modificação não houvesse grandes oscilações na temperatura, mantendo-a em $(150 \pm 5)^\circ\text{C}$. A tampa do agitador mecânico também pode ser vista na Figura 3.4.



Figura 3.4 – Tampa dimensionada para agitador mecânico do LEP/UAEC/UFCG.

3.1.3. Materiais Granulares

Os agregados graúdos e miúdos utilizados na presente pesquisa para a composição das misturas asfálticas foram: brita 25,4 mm, brita 19,1 mm, brita 12,7 mm, pó de pedra e areia. Todos os agregados graúdos juntamente com o pó de pedra são materiais britados de origem granítica.

Todos os agregados graúdos e miúdos utilizados foram fornecidos pela empresa Maia Melo Engenharia Ltda., e foram extraídos de uma pedreira localizada próxima as margens da BR-230. A Figura 3.5 apresenta os materiais granulares de acordo com a sua graduação.

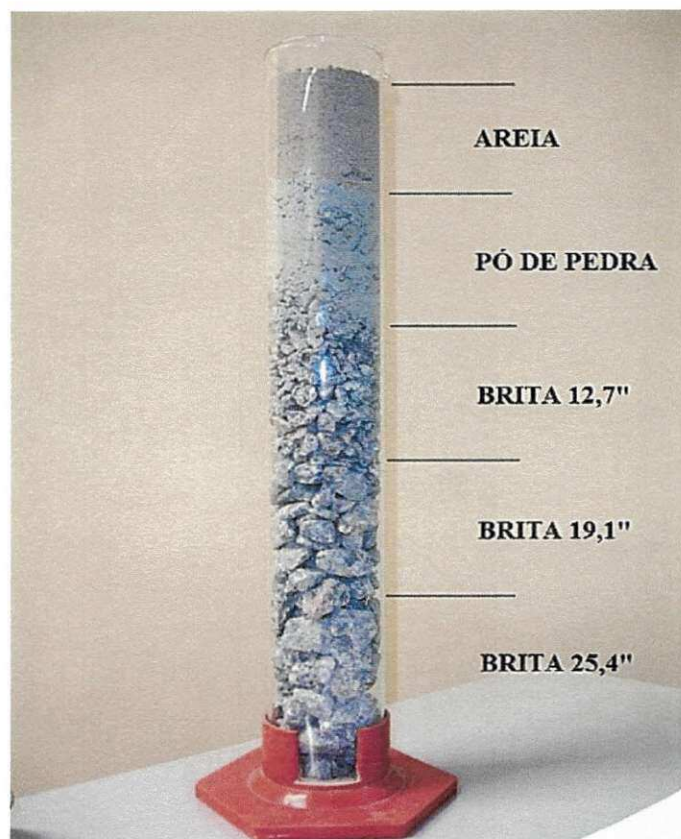


Figura 3.5 – Materiais granulares utilizados na pesquisa.

3.2. Propriedades Físicas dos Materiais

3.2.1. Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP)

Dados sobre a caracterização física do Cimento Asfáltico de Petróleo foram obtidos a partir dos ensaios realizados no laboratório da DP-RLAM e mostrados anteriormente na Tabela 3.1. Os ensaios de Viscosidade Brookfield, Ponto de Amolecimento e de Penetração foram realizados no Laboratório de Engenharia de Pavimentos (LEP) para o CAP 50-70 e para o CAP modificado com a OMMT e com a MMT. Os ensaios e suas respectivas normas estão listados a seguir na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Ensaios realizados para caracterização do CAP 50-70.

ENSAIOS	NORMAS
Viscosidade Brookfield	NBR 15184/2004
Ponto de Amolecimento	DNIT-ME 131/2010
Ensaio de Penetração	DNIT-ME 155/2010

3.2.2. Agregados

Toda a caracterização física dos agregados graúdos e miúdos foi realizada no Laboratório de Solos do LEP (Laboratório de Engenharia de Pavimentos). A Tabela 3.3 apresenta os ensaios realizados e as normas de referência. Os ensaios para a obtenção da distribuição dos tamanhos das partículas dos agregados graúdos e miúdos por peneiramento (Figura 3.6 a) bem como os ensaios de massa específica real, de equivalente areia e de Abrasão “Los Angeles” foram realizados após prévio quartejamento do material (Figura 3.6 b).

Tabela 3.3 – Ensaios realizados para caracterização dos agregados.

ENSAIOS	NORMAS
Análise Granulométrica dos agregados por peneiramento	DNIT-ME 083/1998
Massa Específica Real dos agregados graúdos	DNIT-ME 081/1998
Absorção	DNIT-ME 081/1998
Massa Específica Real dos agregados miúdos	DNIT-ME 084/1995
Equivalente Areia	DNIT-ME 054/1997
Adesividade	DNIT ME 078/1994
Índice de forma	DNIT-ME 086/1994
Abrasão Los Angeles	DNIT-ME 035/1998

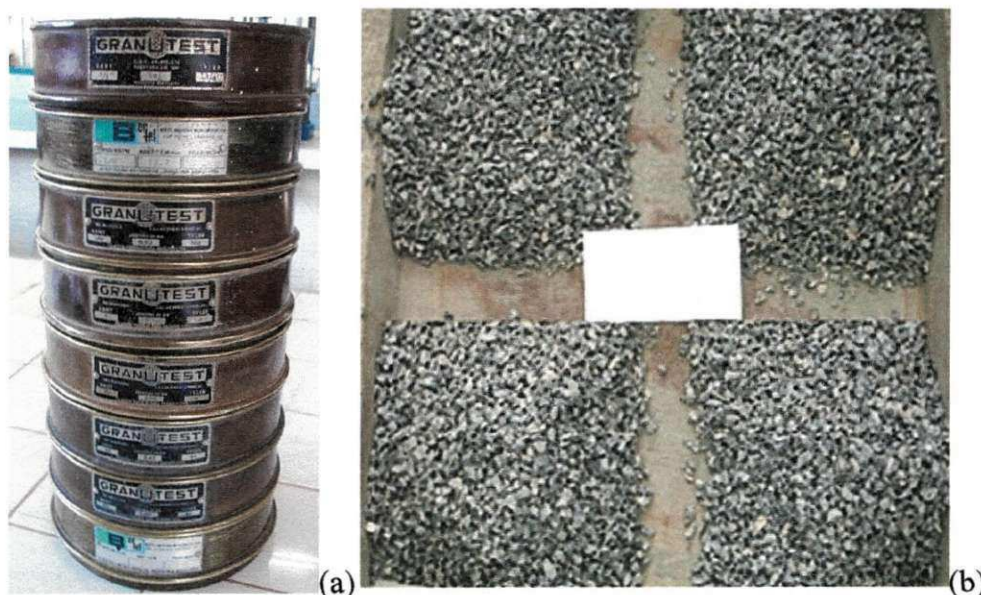


Figura 3.6 – (a) Peneiras para análise granulométrica (b) Quartejamento das amostras dos agregados.

3.3. Misturas Asfálticas

A Tabela 3.4 apresenta as características básicas dos diferentes tipos de CAP com e sem modificador, identificando a metodologia de dosagem, as temperaturas dos agregados e ligantes para as misturas asfálticas e da temperatura de compactação dos corpos de prova. O CAP 50-70 será aqui identificado de CAP de referência.

Tabela 3.4 – Temperaturas dos agregados, ligantes e de compactação das misturas asfálticas.

TIPO	Metodologia de dosagem	Agregados (°C)	Ligante (°C)	Compactação (°C)
CAP 50-70	SUPERPAVE	166	156	144
CAP 50-70 + 2% OMMT	SUPERPAVE	171	161	148
CAP 50-70 + 3% OMMT	SUPERPAVE	173	163	150
CAP 50-70 + 4% OMMT	SUPERPAVE	175	165	152
CAP 50-70 + 2% MMT	SUPERPAVE	167	157	145
CAP 50-70 + 3% MMT	SUPERPAVE	167	157	145
CAP 50-70 + 4% MMT	SUPERPAVE	168	158	146

As determinações das temperaturas do ligante e da compactação foram feitas a partir dos dados de viscosidade dos diferentes tipos de ligante estudados. A curva Viscosidade x Temperatura é plotada com os limites indicados de acordo com o tipo de viscosidade empregado. No caso da viscosidade rotacional (Brookfield), a temperatura do ligante deve ser aquela em que a viscosidade se situar entre $0,17 \pm 0,02$ Pa.s e a temperatura de compactação entre $0,28 \pm 0,03$ Pa.s. A Figura 3.7 mostra um exemplo do gráfico Viscosidade-Temperatura do CAP 50-70 de referência do presente estudo para determinação das temperaturas do ligante e da compactação, com os limites aceitáveis de viscosidades empregados para tal escolha.

A curva de viscosidade para as temperaturas de 135°C, 150°C e 177°C obtidas no Brookfield cruzam as retas horizontais com os valores para obtenção das temperaturas para preparação das misturas asfálticas. As temperaturas dos agregados foram definidas como aquelas correspondentes à temperatura do ligante utilizado mais 10°C.

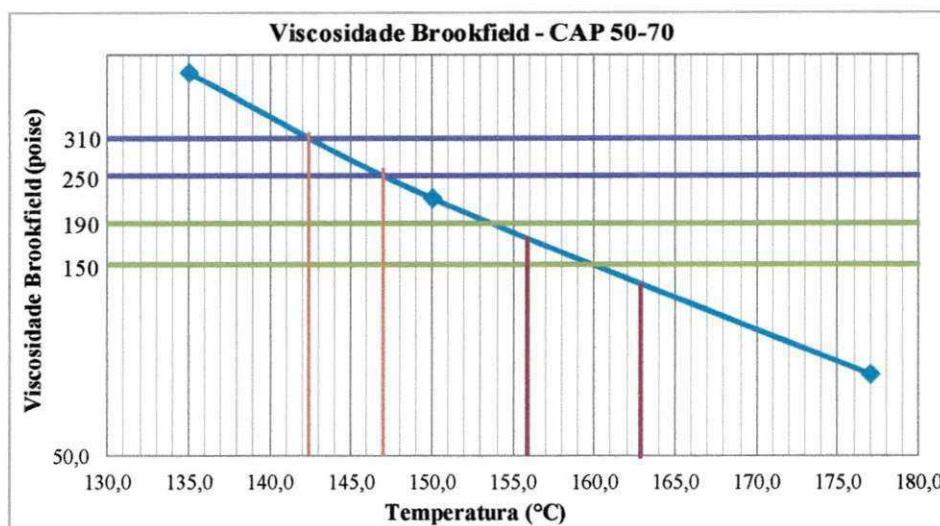


Figura 3.7 – Gráfico para determinação das temperaturas das misturas asfálticas

3.3.1. Dosagem das Misturas Asfálticas

A dosagem utilizada na pesquisa é a Dosagem SUPERPAVE, que utiliza o compactador CGS (Compactador Giratório SUPERPAVE) para moldagem dos corpos de prova. O procedimento SUPERPAVE consistiu na escolha de três composições granulométricas, combinando a granulometria individual dos materiais disponíveis (brita 25,4, brita 19,1, brita 12,7, pó de pedra e areia) em uma única granulometria.

Como se trabalhou com três misturas diferentes, as mesmas foram denominadas: inferior, intermediária e superior. A intermediária é aquela em que a combinação dos agregados produz uma granulometria que não fique próxima dos limites impostos pelos pontos de controle nem da zona de restrição. A inferior passa por baixo da zona de restrição, enquanto que a superior é enquadrada para passar por cima da zona de restrição.

Segundo Marques (2004), as misturas cuja curva granulométrica se encontra próxima ao limite inferior da faixa especificada são designadas de “granulometrias grossas” e são caracterizadas por misturas com partículas de agregados maiores. As chamadas misturas de “granulometrias finas” são aquelas em que a curva granulométrica situa-se próxima aos limites superiores da faixa, caracterizando misturas com partículas de tamanho menores.

De posse das três misturas com seus materiais e respectivas proporções, são plotadas as curvas das misturas enquadrando-as nos pontos de controle e fora da zona de restrição da curva de Fuller. A seguir são exibidas as ajustagens granulométricas na Faixa B do DNIT (Quadros 3.1, 3.2 e 3.3) e as curvas das três misturas (Figuras 3.8, 3.9 e 3.10). Devido à composição granulométrica disponível, a Faixa B do DNIT foi adotada na presente pesquisa.

A mistura de agregados da curva inferior, enquadrados na Faixa B do DNIT e suas proporções estão exibidas no Quadro 3.1 e essa mistura foi lançada em um gráfico em curva de *Fuller*, que pode ser vista na Figura 3.8.

Quadro 3.1 – Distribuição Granulométrica da Curva Inferior Faixa B.

AJUSTAGEM DE GRANULOMETRIA FAIXA B - DNIT													
PENEIRAS	DOSAGEM DA MISTURA ASFÁLTICA												
	BRITA 25		BRITA 19		BRITA 12		AREIA		PÓ DE PEDRA		PROJETO	ESPECIFICAÇÃO	
	TOTAL	10%	TOTAL	20%	TOTAL	25%	TOTAL	5%	TOTAL	40%		LIMITES	
1 1/2"	100,00	10,00	100,00	20,00	100,00	25,00	100,00	5,00	100,00	40,00	100,00	100	100
1"	99,55	9,96	100,00	20,00	100,00	25,00	100,00	5,00	100,00	40,00	99,96	95	100
3/4"	46,77	4,68	97,21	19,44	100,00	25,00	100,00	5,00	100,00	40,00	94,12	80	100
3/8"	0,37	0,04	3,99	0,80	62,24	15,56	100,00	5,00	96,43	38,57	59,97	45	80
Nº 4	0,31	0,03	2,42	0,48	2,28	0,57	99,34	4,97	60,63	24,25	30,30	28	60
Nº 10	0,29	0,03	2,13	0,43	0,55	0,14	97,45	4,87	43,97	17,59	23,05	20	45
Nº 40	0,25	0,03	1,90	0,38	0,44	0,11	70,91	3,55	25,08	10,03	14,09	10	32
Nº 80	0,20	0,02	1,62	0,32	0,36	0,09	15,46	0,77	14,57	5,83	7,03	8	20
Nº 200	0,13	0,01	1,04	0,21	0,26	0,07	2,22	0,11	6,04	2,42	2,81	3	8

Para a curva inferior enquadrada na Faixa B do DNIT, a curva de projeto encontra-se dentro das exigências preconizadas pelo procedimento SUPERPAVE de composição granulométrica, ou seja, dentro dos pontos de controles e fora (abaixo) da zona de restrição.

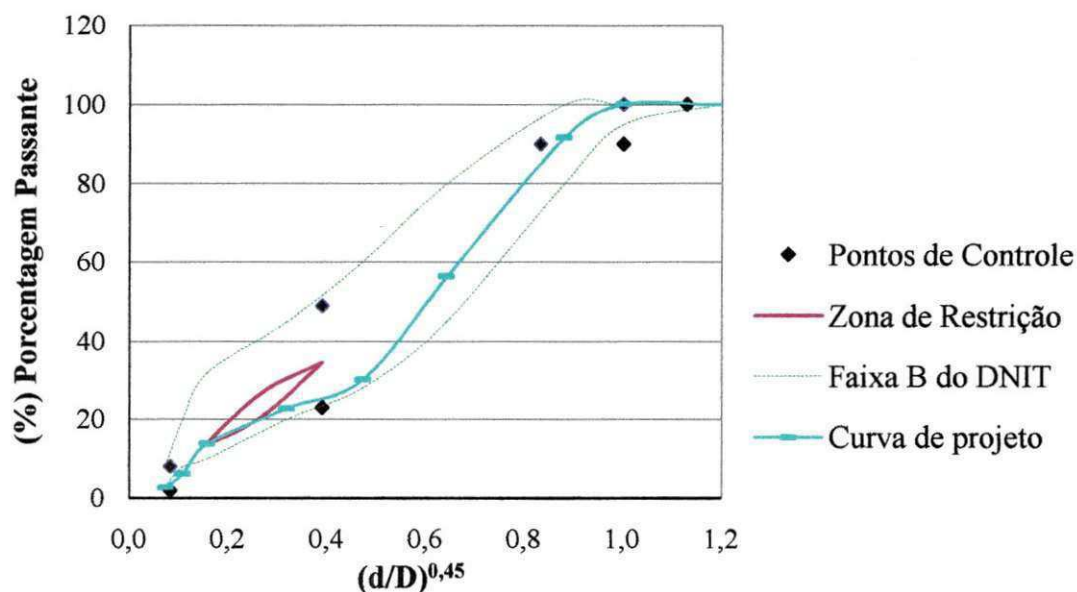


Figura 3.8 - Curva de *Fuller* da Mistura inferior para a Faixa B do DNIT.

A mistura de agregados da curva intermediária, enquadrados na Faixa B do DNIT e suas proporções estão exibidas no Quadro 3.2 e lançada em um gráfico em curva de Fuller na Figura 3.9.

Quadro 3.2 – Distribuição Granulométrica da Curva Intermediária Faixa B.

AJUSTAGEM DE GRANULOMETRIA FAIXA B - DNIT													
PENEIRAS	DOSAGEM DA MISTURA ASFÁLTICA												
	BRITA 25		BRITA 19		BRITA 12		AREIA		PÓ DE PEDRA		PROJETO	ESPECIFICAÇÃO	
	TOTAL	16%	TOTAL	26%	TOTAL	0%	TOTAL	18%	TOTAL	40%		LIMITES	
1 1/2"	100,00	16,00	100,00	26,00	100,00	0,00	100,00	18,00	100,00	40,00	100,00	100	100
1"	99,55	15,93	100,00	26,00	100,00	0,00	100,00	18,00	100,00	40,00	99,93	95	100
3/4"	46,77	7,48	97,21	25,27	100,00	0,00	100,00	18,00	100,00	40,00	90,76	80	100
3/8"	0,37	0,06	3,99	1,04	62,24	0,00	100,00	18,00	96,43	38,57	57,67	45	80
Nº 4	0,31	0,05	2,42	0,63	2,28	0,00	99,34	17,88	60,63	24,25	42,81	28	60
Nº 10	0,29	0,05	2,13	0,55	0,55	0,00	97,45	17,54	43,97	17,59	35,73	20	45
Nº 40	0,25	0,04	1,90	0,49	0,44	0,00	70,91	12,76	25,08	10,03	23,33	10	32
Nº 80	0,20	0,03	1,62	0,42	0,36	0,00	15,46	2,78	14,57	5,83	9,06	8	20
Nº 200	0,13	0,02	1,04	0,27	0,26	0,00	2,22	0,40	6,04	2,42	3,11	3	8

Para a curva intermediária enquadrada na Faixa B do DNIT, a curva de projeto encontra-se dentro das exigências preconizadas pelo procedimento SUPERPAVE de composição granulométrica, ou seja, dentro dos pontos de controles e fora (acima) da zona de restrição.

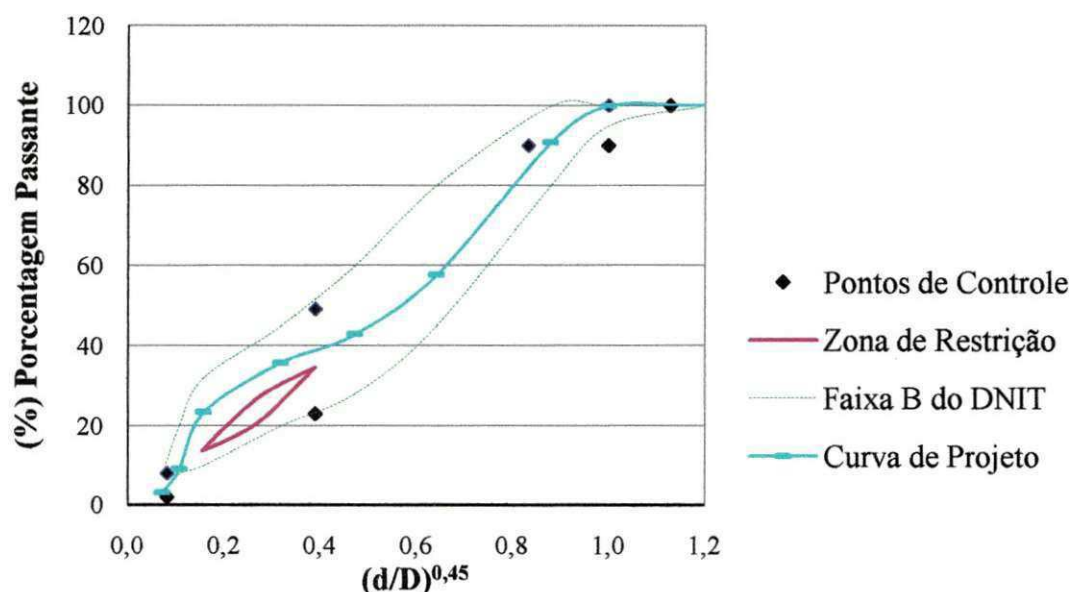


Figura 3.9 - Curva de Fuller da Mistura intermediária para a Faixa B do DNIT.

A mistura de agregados da curva superior, enquadrados na Faixa B do DNIT e suas proporções estão exibidas no Quadro 3.3 e a sua curva de *Fuller* é apresentada na Figura 3.10.

Quadro 3.3 – Distribuição Granulométrica da Curva Superior Faixa B.

AJUSTAGEM DE GRANULOMETRIA FAIXA B - DNIT													
PENEIRAS	DOSAGEM DA MISTURA ASFÁLTICA											ESPECIFICAÇÃO	
	BRITA 25		BRITA 19		BRITA 12		AREIA		PÓ DE PEDRA		PROJETO		
	TOTAL	14%	TOTAL	10%	TOTAL	8%	TOTAL	24%	TOTAL	44%			
1 1/2"	100,00	14,00	100,00	10,00	100,00	8,00	100,00	24,00	100,00	44,00	100,00	100	100
1"	99,55	13,94	100,00	10,00	100,00	8,00	100,00	24,00	100,00	44,00	99,94	95	100
3/4"	46,77	6,55	97,21	9,72	100,00	8,00	100,00	24,00	100,00	44,00	92,27	80	100
3/8"	0,37	0,05	3,99	0,40	62,24	4,98	100,00	24,00	96,43	42,43	71,86	45	80
Nº 4	0,31	0,04	2,42	0,24	2,28	0,18	99,34	23,84	60,63	26,68	50,99	28	60
Nº 10	0,29	0,04	2,13	0,21	0,55	0,04	97,45	23,39	43,97	19,35	43,03	20	45
Nº 40	0,25	0,04	1,90	0,19	0,44	0,04	70,91	17,02	25,08	11,04	28,31	10	32
Nº 80	0,20	0,03	1,62	0,16	0,36	0,03	15,46	3,71	14,57	6,41	10,34	8	20
Nº 200	0,13	0,02	1,04	0,10	0,26	0,02	2,22	0,53	6,04	2,66	3,33	3	8

Para a curva superior enquadrada na Faixa B do DNIT, a curva de projeto encontra-se dentro das exigências preconizadas pelo procedimento SUPERPAVE de composição granulométrica, ou seja, dentro dos pontos de controles e fora (acima) da zona de restrição.

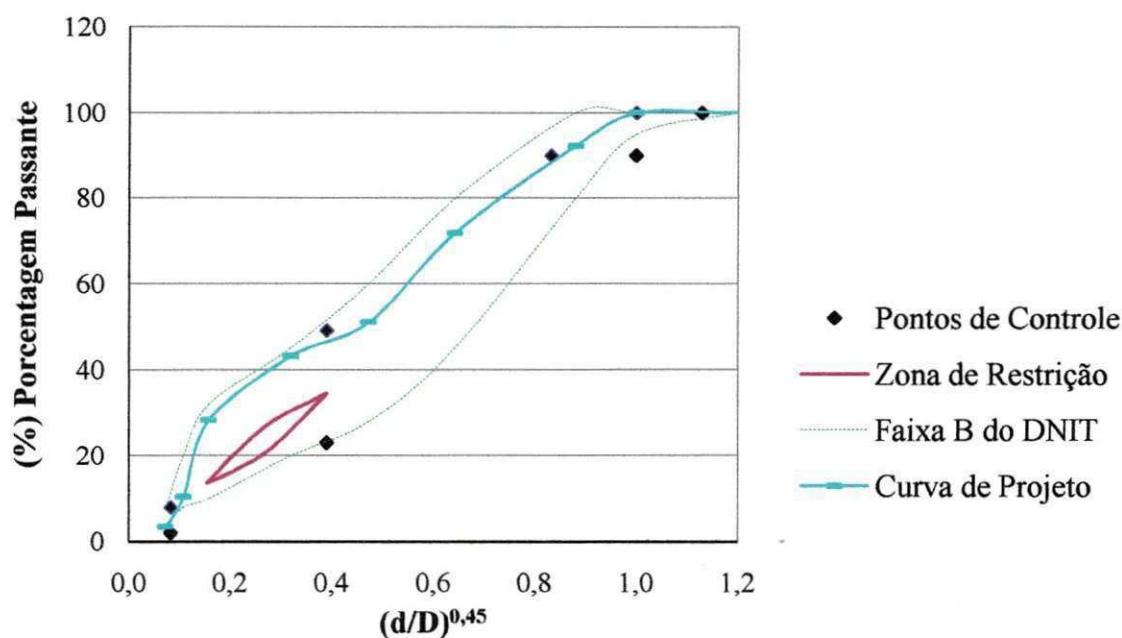
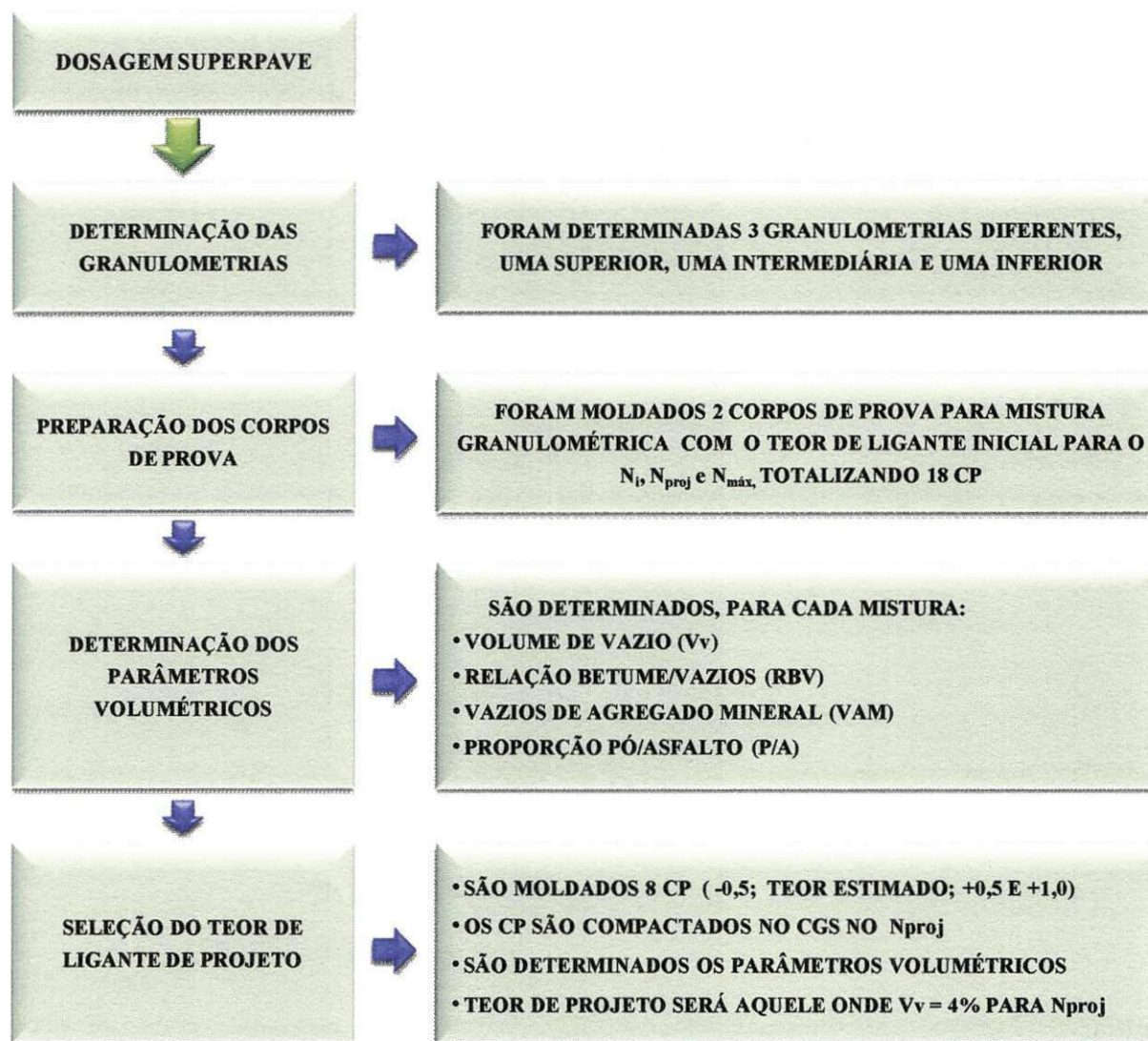


Figura 3.10 - Curva de *Fuller* da Mistura superior para a Faixa B do DNIT.

As seqüências de atividades realizadas durante os procedimentos para a dosagem SUPERPAVE estão apresentadas no Fluxograma 3.3.



Fluxograma 3.3 – Sequência da dosagem SUPERPAVE.

Como mostrado no Fluxograma 3.3, os corpos de prova são moldados em diferentes esforços de compactação N (número de giros durante a compactação no CGS), sendo eles denominados de inicial, projeto e máximo. Esses parâmetros correspondem ao número de giros especificados na dosagem SUPERPAVE em que o corpo de prova será compactado no CGS e são determinados de acordo com o tráfego escolhido para o projeto. Para a presente pesquisa, os valores de N foram escolhidos para um tráfego médio a alto, e os seus valores são apresentados na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Determinação do número de giros de acordo com o tráfego.

Parâmetros de compactação			Tráfego
$N_{inicial}$	$N_{projeto}$	$N_{máximo}$	
	50	75	Muito leve
7	75	115	Médio (rodovias coletoras)
8	100	160	Médio a alto (vias principais, rodovias rurais)
9	125	205	Alto volume de tráfego (interestadual muito pesado)

Fonte: Bernucci *et al.*, (2006).

Com as temperaturas e os teores definidos, três estufas foram reguladas para receber os materiais: uma para os agregados, outra para o ligante e outra para receber a mistura final. Nesta terceira estufa a mistura asfáltica permaneceu por 2 horas, antes das operações de compactação, para simular o envelhecimento.

Além das determinações volumétricas, as propriedades mecânicas das misturas também foram estudadas. Por isso, optou-se por usar um único procedimento de condicionamento das misturas (2 horas na temperatura de compactação) para simular o efeito do envelhecimento. Desta forma, não foi realizado o envelhecimento de curto prazo (4 horas a 135°C) recomendado para a determinação das propriedades volumétricas.

O procedimento de condicionamento da mistura para determinação das características volumétricas é estabelecido pela AASHTO PP2-01 e o objetivo é simular o envelhecimento que ocorre com a mistura desde a usinagem do ligante. Este período de condicionamento também facilita a homogeneidade do ligante junto aos agregados, além de facilitar o processo de compactação, uma vez que a mistura é retirada da estufa na temperatura de compactação (MARQUES, 2004).

A sequência do procedimento para a preparação das misturas asfálticas da compactação utilizando o CGS é apresentado na Figura 3.11. Os parâmetros utilizados na operação do CGS são:

- ✓ Ângulo de rotação de $1,25^\circ \pm 0,02^\circ$;
- ✓ Taxa de 30 RPM;
- ✓ Tensão de compressão aplicada ao CP durante a rotação de 600 kPa; e
- ✓ Capacidade de reproduzir corpos de provas com diâmetro de 100 mm e 150 mm.



Figura 3.11 – Sequência do procedimento da compactação SUPERPAVE.

Após a compactação, os corpos de prova são identificados de acordo com a mistura tentativa, o número do CP e o número de giros. A Figura 3.12 mostra a diferença das misturas inferiores, intermediárias e superiores, visualmente, em termos de porosidade.



Figura 3.12 – Corpos de prova das misturas inferior, intermediária e superior.

Depois de finalizada as compactações, um modelo de relatório é gerado pelo programa para cada moldagem, indicando os dados do CP e os gráficos para o ângulo de giro, a altura do corpo de prova, o volume de vazios, a densidade, a tensão vertical e a tensão cisalhante a cada número de giros. A Figura 3.13 apresenta um relatório gerado pelo programa Servopac.

SERVOPAC Version 1.26
 Run number: 1960 Date: 17/03/25 Time: 10:47
 Batch: 42NIL Weight: 1200(g) Diameter: 100mm MaxDensity: 2549(kg/m3)
 Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min) Comment:
 Control mode: 1000 kPa (shear stress)
 Termination: 8 gyrations
 At termination: Gyration=8 Density=2095,87kg/m3 Height=72,90mm

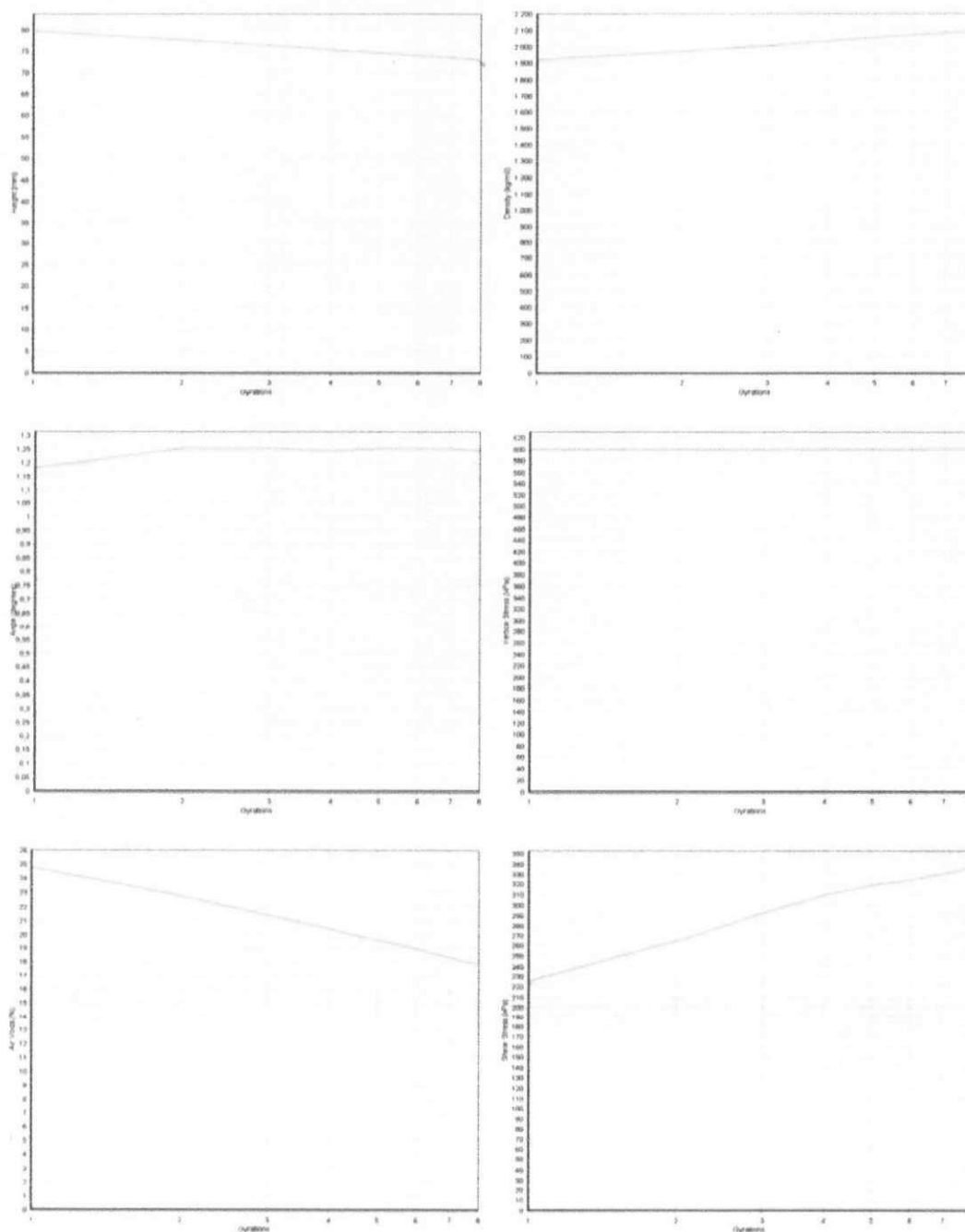


Figura 3.13 – Modelo de relatório gerado pelo programa do compactador Servopac

A Figura 3.14 mostra a interface do programa ServoPac 1.26 do CGS com as indicações da data do ensaio, peso do CP, a densidade máxima e o número de giros.



Figura 3.14 – Interface de trabalho do programa do compactador Servopac.

Para a definição da mistura asfáltica entre as três misturas estudadas (curvas inferior, intermediária e superior), foram moldados 18 corpos de provas e foi escolhida a curva de acordo com os parâmetros volumétricos obtidos pela dosagem SUPERPAVE. O Quadro 3.4 mostra os parâmetros volumétricos determinados para cada uma das misturas tentativas.

Quadro 3.4 – Parâmetros volumétricos das misturas tentativas.

RESUMO DOS PARÂMETROS VOLUMÉTRICOS DAS MISTURAS TENTATIVAS							
Mistura tentativa	Vv %	VAM %	RBV %	Proporção pó/asfalto	% Gmm Inicial	% Gmm Nprojeto	% Gmm Nmáximo
Inferior	4,8	12,48	67,72	0,71	86,29	95,79	96,62
Intermediária	4,2	11,81	66,08	0,76	87,74	96,15	96,37
Superior	5,7	13,93	70,55	0,64	89,39	95,35	97,06

A partir dos resultados obtidos e das especificações do SUPERPAVE mostrados no Quadro 3.4, analisando os parâmetros volumétricos, a mistura tentativa escolhida foi a inferior, que é a mistura que passa por baixo da zona de restrição da curva de *Fuller* e que possui uma menor proporção de finos.

Apesar do volume de vazios (V_v) da mistura intermediária ter se aproximado mais dos 4% especificados no SUPERPAVE, o volume do agregado mineral (VAM) se apresentou muito abaixo do mínimo exigido (Tabela 3.6). Para a mistura superior, além do volume de vazios ter sido muito alto, a proporção pó/asfalto ficou muito próxima do limite mínimo exigido. Por isso, analisando todos os parâmetros, a melhor mistura foi a inferior.

Tabela 3.6 – Parâmetros de projeto de mistura SUPERPAVE.

Propriedades das misturas	Critério
V_v	4,0 %
VAM (para TNM = 19 mm)	13,0 mín.
RBV	65% a 75%
Proporção pó/asfalto	0,6 a 1,2
%Gmm $N_{inicial}$	< 89%
%Gmm $N_{máximo}$	< 98%

Fonte: Bernucci *et al.*, (2006).

As especificações SUPERPAVE recomendam que as misturas possuam granulometrias abaixo da zona de restrição, pois a proporção de finos é responsável pela distribuição espacial das partículas granulares de maior tamanho nos revestimentos asfálticos. Ou seja, havendo uma grande proporção de finos, os grãos graúdos permanecem flutuando entre os finos na mistura asfáltica, diminuindo o contato grão a grão.

De acordo com Momm (1998), as misturas asfálticas que possuam altas proporções de finos, além de ter sua resistência mecânica comprometida, expõem maior quantidade de granulares finos, apresentando superfície menos rugosa nos revestimentos asfálticos. Em compensação, as misturas em que a proporção de grãos finos é pequena, a superfície é formada somente pelos grãos graúdos. Nessa situação, o contato entre os grãos ocorre entre os grãos de maior dimensão. Com isso, a superfície provavelmente será rugosa, formada pela distribuição espacial dos granulares graúdos.

Definida a mistura, prosseguiu-se a dosagem para se obter o teor de ótimo de CAP, moldando-se oito corpos de prova, sendo dois para o teor de CAP estimado da mistura escolhida, e dois para cada variação do teor em $\pm 0,5\%$ e $+ 1,0\%$. Os parâmetros volumétricos são avaliados da mesma maneira que a etapa da seleção da mistura tentativa e será escolhido o teor de ligante em que o volume de vazios corresponder a 4% no $N_{projeto}$.

No caso dos valores utilizados na pesquisa, dentre os quatro teores avaliados, nenhum produziu os 4% de vazios na mistura, então o procedimento adotado foi lançar os resultados em um gráfico com linha de tendência que melhor se ajustou aos pontos e verificar qual teor de CAP deveria ser utilizado para a mistura inferior onde se obteria o volume de vazios prescritos pela dosagem SUPERPAVE. A Figura 3.15 mostra o valor do teor de CAP que apresenta o $V_v = 4\%$, sendo este teor de $4,2\%$.

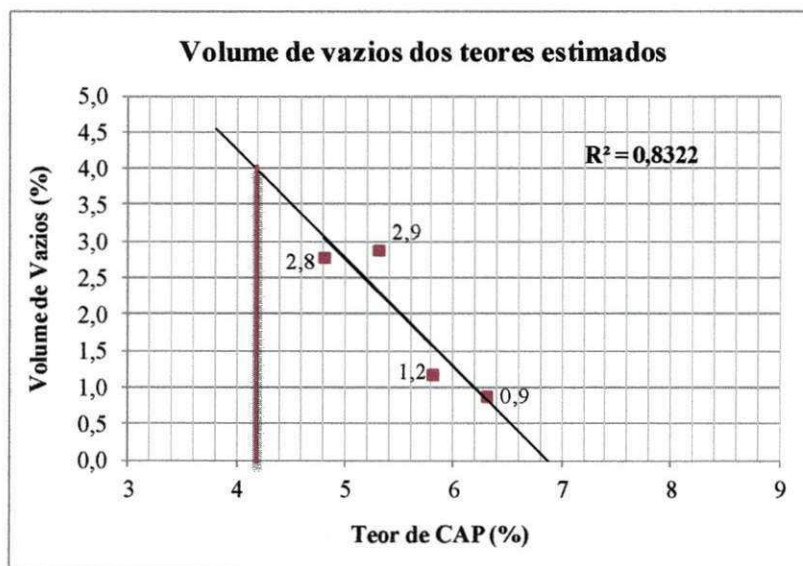


Figura 3.15 – Gráfico para determinação do teor de CAP através do volume de vazios.

O teor de CAP obtido foi aceitável para a Faixa B do DNIT segundo a Especificação de Serviço 031/2006, como mostra a Tabela 2.2 (capítulo 02 - Tabela 2.2 - Faixas granulométricas de agregados para misturas asfálticas densas). O limite mínimo é de $4,5$ com tolerância de $\pm 0,3$, ou seja, para a mistura granulométrica estudada (inferior), o teor de CAP é mais baixo, e está dentro do preconizado.

Prosseguiu-se com a moldagem de seis corpos de provas, sendo dois CP para cada N (inicial, projeto e máximo) a fim de verificar se o teor obtido graficamente vai apresentar o volume de vazios de 4% juntamente com todos os outros parâmetros volumétricos dentro das especificações (ver Tabela 3.6). Os resultados estão apresentados no Capítulo 4.

3.3.2. Ensaio para determinação da densidade máxima da mistura

A Figura 3.16 apresenta a sequência do ensaio para determinação da Gmm utilizando o equipamento Rice Test, de acordo com a Norma ASTM D 2041/2000. Para realização do ensaio, foram preparadas três amostras de 2500g cada à temperatura ambiente (25°C), sendo essas correspondentes às misturas granulométricas inferior, intermediária e superior com o CAP 50-70 de referência.

A amostra é colocada no tronco cônico metálico com água. É aplicada uma pressão de vácuo residual de 30 mmHg no recipiente contendo a amostra, durante 15 minutos e sendo aplicado também uma rotação de 225 RPM pela mesa agitadora, a fim de expulsar todo o ar contido entre as partículas e no recipiente.



Figura 3.16 – Sequência do procedimento para determinação da Gmm em laboratório.

Finalizado o período de vácuo, o recipiente é colocado imerso em água durante 10 minutos para reestabelecer a temperatura ambiente e, após esse período, o recipiente é completado com água para ser feita a leitura do conjunto. Conhecida a massa da mistura asfáltica seca ao ar, a massa do recipiente completo com água e a massa do conjunto, a densidade é calculada pela equação a seguir.

$$G_{mm} = \frac{A}{A+B-C} \quad \text{Eq. 3.1}$$

Onde:

A = massa da amostra seca em ar (g);

B = massa do recipiente com volume completo com água, (g);

C = massa do recipiente + amostra submersa em água, (g).

De posse das massas específicas reais de todos os materiais e suas respectivas proporções, a densidade máxima das misturas asfálticas pode ser obtida teoricamente, através do cálculo da DMT (Densidade Máxima teórica), obtida pela equação 3.2:

$$DMT = \frac{100}{\frac{\%a}{G_a} + \frac{\%Ag}{G_{ag}} + \frac{\%Am}{G_{am}} + \frac{\%f}{G_f}} \quad \text{Eq. 3.2}$$

Onde:

%a – percentagem de asfalto em relação à massa total da mistura asfáltica

%Ag - percentagem de agregado graúdo em relação à massa total da mistura asfáltica

%Am - percentagem de agregado miúdo em relação à massa total da mistura asfáltica

%f – percentagem do filer em relação à massa total da mistura asfáltica

G_a , G_{ag} , G_{am} , G_f – massas específicas reais do ligante, agregado graúdo, agregado miúdo e filer, respectivamente.

De acordo com Bernucci *et. al.*, (2006), a determinação da DMT é comumente realizada através de uma ponderação das massas específicas reais dos materiais que compõem a mistura asfáltica (britas, areia de campo, pó de pedra e asfalto, por exemplo) para os diferentes percentuais de ligante.

3.4. Propriedades Mecânicas das Misturas Asfálticas

Os ensaios para a determinação das propriedades mecânicas das misturas asfálticas com o ligante asfáltico puro e com os modificados foram obtidos a partir dos resultados obtidos com o auxílio dos procedimentos da dosagem SUPERPAVE, para obtenção da Resistência à Tração Indireta por Compressão Diametral (RT), do Módulo de Resiliência (MR) e do ensaio Lottman Modificado.

3.4.1. Ensaio de Tração Indireta por Compressão Diametral Indireta

O ensaio de Resistência à Tração Indireta por Compressão Diametral Indireta foi realizado segundo a Norma do DNIT ME 138/94. Os corpos de prova foram preparados para a mistura escolhida (inferior) com o teor ótimo de asfalto e com os parâmetros volumétricos obtidos na dosagem SUPERPAVE. Nesta etapa foram moldados corpos de prova com misturas asfálticas utilizando o CAP 50-70 de referência e com o ligante asfáltico modificado com as argilas em estudo (CAP 50-70 + OMMT e CAP 50-70 + MMT) todas compactadas no CGS. Na Figura 3.17 estão inseridos a sequência de atividades e os equipamentos utilizados para a realização dos ensaios de Resistência à tração (RT).



Figura 3.17 – Sequência do procedimento para realização do ensaio de Resistência à tração.

O valor da Resistência à Tração (RT) obtido deste procedimento é utilizado para determinar a tensão de tração indireta e a carga compressiva (F) correspondente a ser aplicada na amostra de teste durante as determinações do ensaio de Módulo de Resiliência.

3.4.2. Ensaio de Módulo de Resiliência

O ensaio de Módulo de Resiliência foi realizado de acordo com a Norma da ASTM D 4123/2003. A força utilizada para o ensaio de Módulo de Resiliência foi correspondente a 10% da Resistência à Tração para cada Mistura Asfáltica estudada. Os procedimentos realizados para o ensaio estão esquematizados na Figura 3.18.

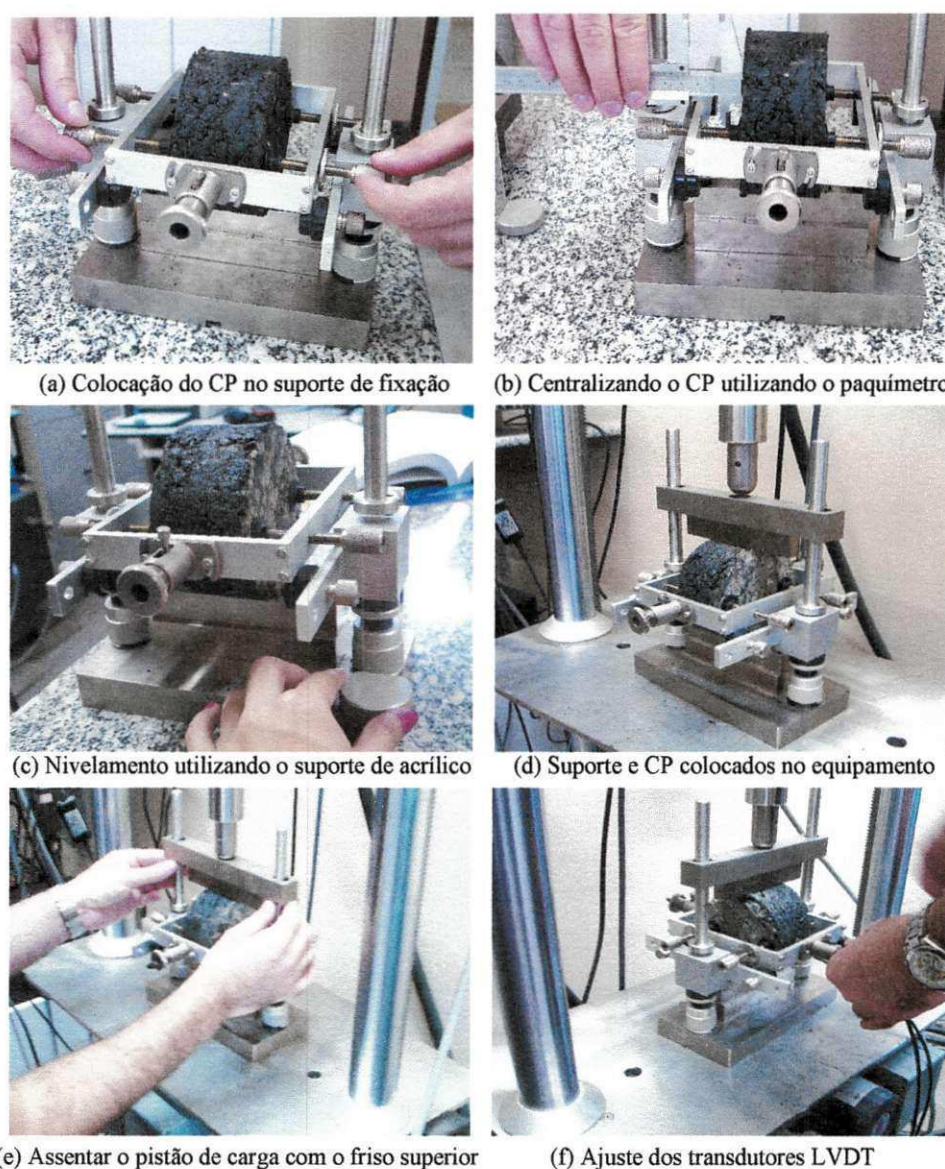


Figura 3.18 – Sequência do procedimento para realização do ensaio de Módulo de Resiliência

O ensaio consiste da aplicação de pulsos de cargas repetidas de duração de 0,1s e repouso de 0,9s, no plano diametral vertical de um corpo de prova cilíndrico, sendo a deformação monitorada ao longo do ensaio. Essa carga gera uma tensão de tração transversal ao plano de aplicação da carga e medidores LVDT (*Linear Variable Differential Transformers*) medem o deslocamento diametral recuperável na direção correspondente à tensão gerada (deslocamento horizontal). Esta aplicação de carga simula o efeito do tráfego, que aplica cargas transientes provenientes do movimento dos veículos.

A Figura 3.19 ilustra um modelo de relatório gerado pelo programa utilizado para o processamento dos dados e cálculos do Módulo de Resiliência e a Figura 3.20 apresenta a interface do programa utilizado pela Prensa servo-hidráulica UTM-25.

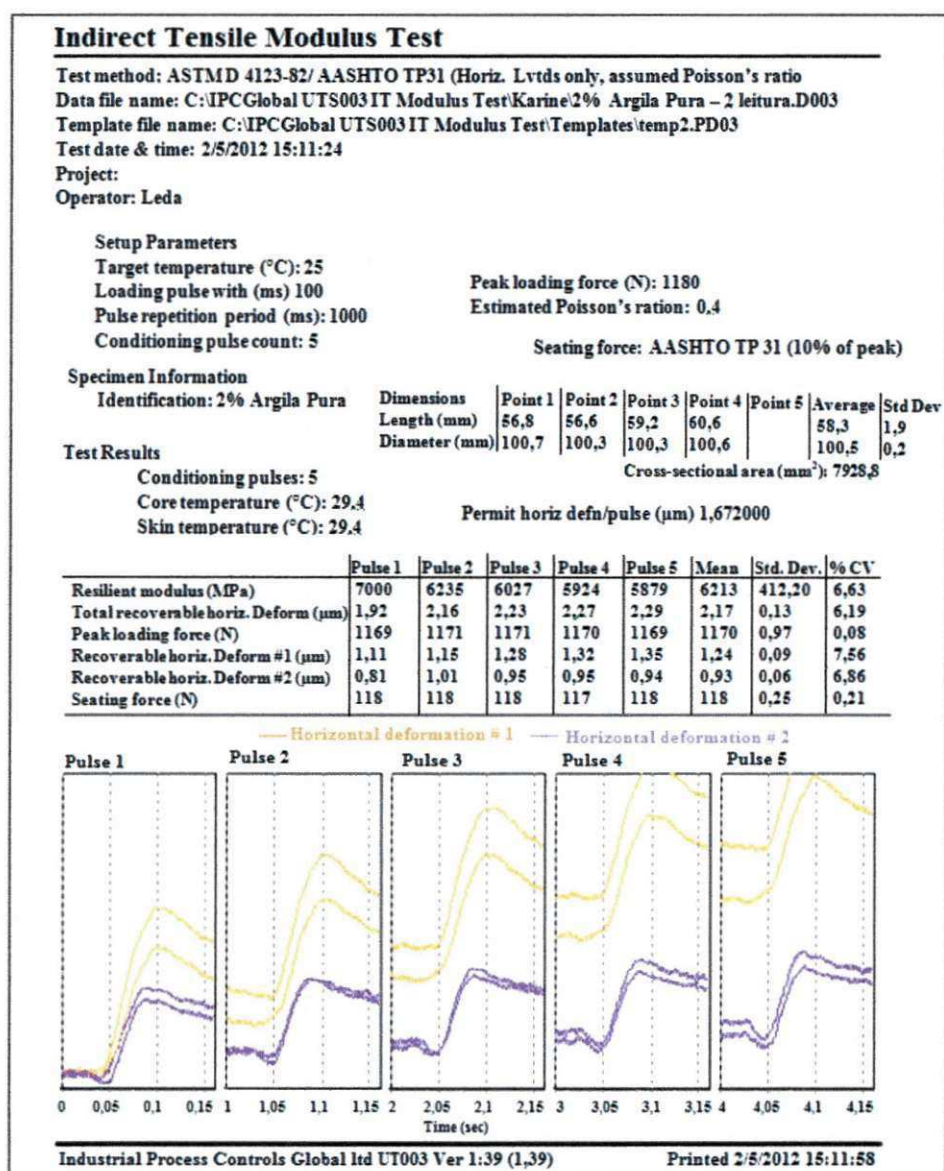


Figura 3.19 – Modelo de relatório gerado pelo programa do Módulo de Resiliência (UTM-25).

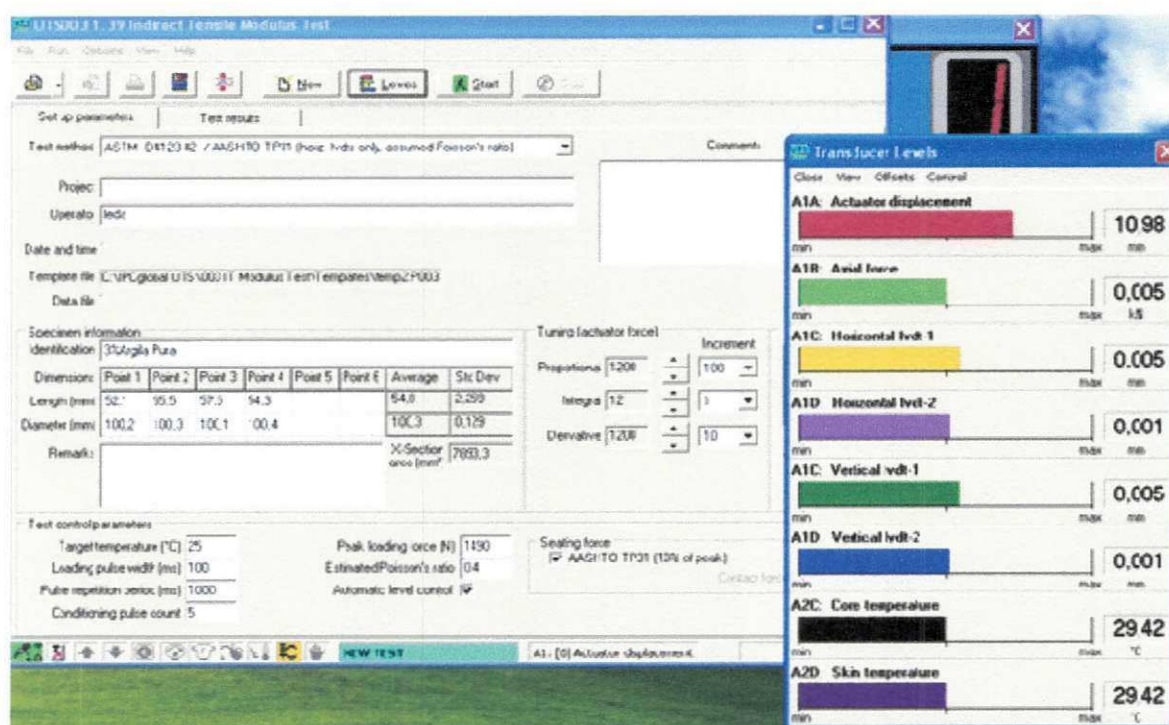


Figura 3.20 – Interface de trabalho do programa do ensaio de Módulo de Resiliência (UTM-25).

3.4.3. Ensaio Lottman Modificado

Todos os corpos de prova foram moldados após condicionamento em estufa na temperatura de compactação das misturas, a fim de verificar o envelhecimento do ligante quanto ao dano por umidade induzida. A Figura 3.21 apresenta a sequência do procedimento do ensaio Lottman Modificado.

A análise foi feita com dois grupos de corpos-de-prova, onde um dos grupos é rompido à tração e o outro é rompido após ciclos de gelo e degelo. Essa relação entre a resistência à tração de amostras com condicionamento prévio (RTu) e amostras sem condicionamento (RT) é denominada Resistência Retida à Tração (RRT), onde esse valor deve ser maior ou igual a 0,70, indicando que a perda deve ser inferior ou igual a 30%.

Considerou-se que a temperatura inferior utilizada no condicionamento do ensaio Lottman, que é de dezoito graus Célsius negativo (-18°C) estabelecida pela AASHTO T 283-02 não é atingida nos revestimentos asfálticos na Região Nordeste. Por isso, os corpos de prova foram moldados e submetidos ao condicionamento, de ciclo de resfriamento, com a temperatura de 10°C que corresponde à mínima atingida para a região Nordeste, em geral. Essa temperatura de condicionamento de 10°C foi utilizada nos estudos realizados por Lucena (2009) e Silva (2011).



(a) Aplicação da pressão para saturação dos CP



(b) Saturação dos Corpos de Prova



(c) Colocação do CP em sacos com 10 ml de água



(d) CP condicionados à temperatura de 10°C



(e) imersão dos CP a banho de 60°C por 24hs



(f) Realização da RT a 25°C após condicionamento

Figura 3.21 – Sequência do procedimento para realização do ensaio Lottman modificado.

CAPÍTULO 4

4. RESULTADOS DOS ENSAIOS

4.1. Propriedades físicas dos materiais.

A seguir serão descritos os resultados das propriedades reológicas do Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP) e dos ensaios sobre as propriedades físicas dos materiais granulares (agregados graúdos e miúdos). Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Engenharia de Pavimentos da UFCG.

4.1.1. Cimento Asfáltico de Petróleo

4.1.1.1. Ensaio de Penetração

A Tabela 4.1 apresenta os resultados obtidos no ensaio de Penetração para os ligantes asfálticos puro e modificados. O ensaio foi realizado de acordo com o preconizado na norma DNIT-ME 155/2010.

Tabela 4.1 – Resultados dos ensaios de Penetração.

Ligante asfáltico	Teor do modificador	Penetração (0,1mm)
CAP 50-70	-	59,5
CAP modificado com argila OMMT	2%	57,8
	3%	49,7
	4%	46,3
CAP modificado com argila MMT	2%	54,9
	3%	53,9
	4%	45,8

Como se pode observar nos valores obtidos na Tabela 4.1, a adição dos dois agentes modificadores fez com que houvesse uma diminuição na penetração em relação ao CAP sem modificador, aqui sendo chamado de CAP 50-70 de referência, e estes resultados estão de acordo com o reportado na literatura dos estudos feitos com esse modificador.

4.1.1.2. Ensaio de Viscosidade

A determinação das viscosidades dos ligantes asfálticos com e sem modificadores foi realizada com o Viscosímetro Brookfield e os resultados obtidos apresentados em centiPoise (1 cP = 0,001 Pa.s), para a média das viscosidades para as temperaturas de 135°C, 150°C e 177°C são apresentados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Resultados dos ensaios de Viscosidade Brookfield.

TIPO	Viscosidade Brookfield (cP)		
	135°C	150°C	177°C
CAP 50-70	450,00	219,50	79,50
CAP 50-70 + 2% OMMT	537,50	261,00	94,00
CAP 50-70 + 3% OMMT	584,75	283,00	100,00
CAP 50-70 + 4% OMMT	631,25	306,50	109,00
CAP 50-70 + 2% MMT	467,50	223,00	78,00
CAP 50-70 + 3% MMT	470,00	230,00	80,25
CAP 50-70 + 4% MMT	487,50	237,00	81,50

Da Tabela 2.2 pode-se observar que os valores da viscosidade de todos os ligantes modificados foram maiores em relação ao CAP puro, porém, para os CAP modificados com a argila pura (MMT) não houve grande variação na viscosidade quando comparados a argila modificada (OMMT), fazendo com que as curvas de viscosidade plotados com CAP 50-70 de referência ficassem com pouca variação. As Figuras 4.1 e 4.2 apresentam as curvas de Viscosidade x Temperatura comparadas ao CAP 50-70 de referência, onde o aumento no teor do modificador ao CAP foi proporcional ao aumento na viscosidade.

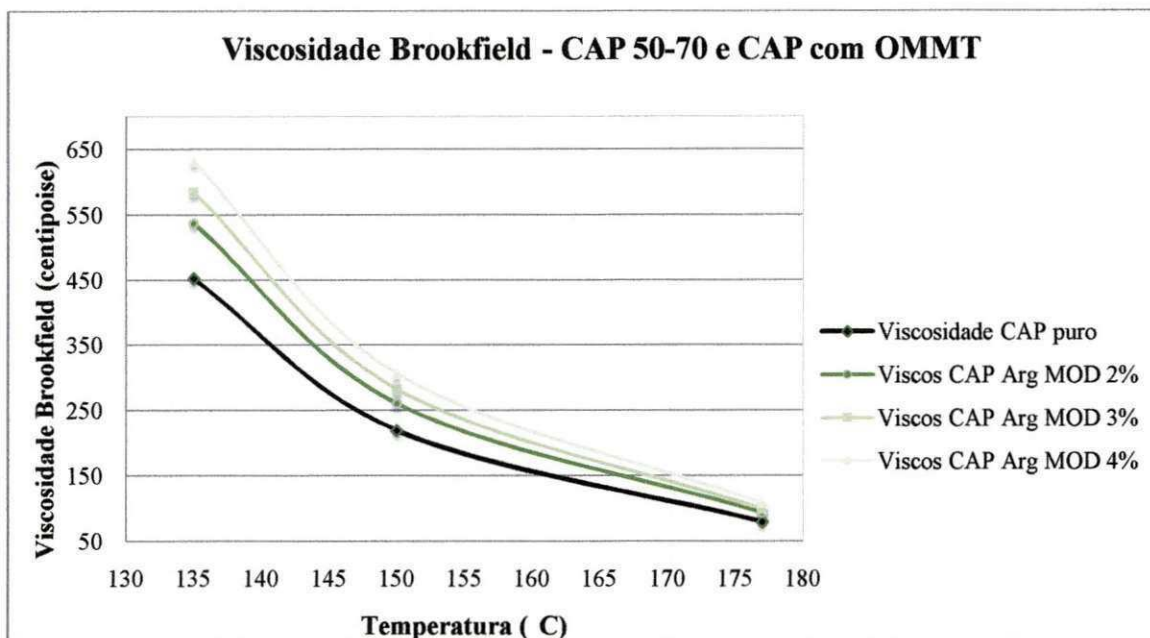


Figura 4.1 – Curvas de Viscosidade x Temperatura do CAP puro e do CAP + OMMT.

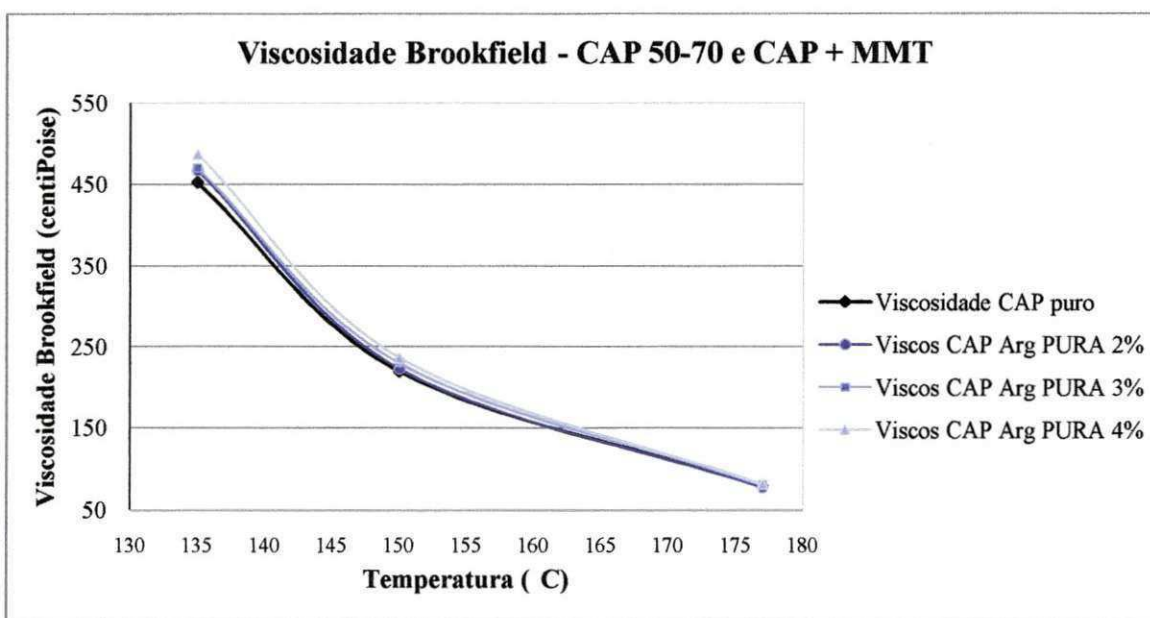


Figura 4.2 – Curvas de Viscosidade x Temperatura do CAP puro e do CAP + MMT.

Yu *et al.*, (2006) que utilizaram a MMT e a OMMT como modificadores, verificaram que a viscosidade para o CAP + OMMT aumenta rapidamente para baixo teor, e, lentamente, quando o teor de OMMT é acima de 5% em peso. Já a viscosidade do CAP + MMT aumenta lentamente no início, e as mudanças ocorrem mais rapidamente quando o teor de MMT é acima de 4% em peso. Esses dois fatos foram comprovados nesta pesquisa, como mostram a Tabela e as Figuras supracitadas.

Essas diferenças de comportamento entre a MMT e a OMMT podem ser explicados pela dispersão destes no asfalto. Para o asfalto modificado com baixo teor de MMT, a estrutura intercalada não é significativamente suficiente para obstruir o movimento das cadeias de moléculas do asfalto. Já para o asfalto modificado com OMMT, a esfoliação das camadas de silicato com proporção elevada de OMMT pode efetivamente dificultar o movimento das cadeias de moléculas de asfalto, o que leva rápido aumento da viscosidade. Os conceitos de estrutura intercalada e esfoliada foram explicados no capítulo 02.

4.1.1.3. Ponto de amolecimento

Na Tabela 4.3 estão apresentados os resultados obtidos dos ensaios de ponto de amolecimento nos ligantes puros e modificados. O ensaio foi realizado de acordo com a norma ABNT NBR 6560/2000 e o valor do ponto de amolecimento é a média das leituras para a mesma amostra de CAP.

Tabela 4.3 – Resultados do ensaio de Ponto de amolecimento.

TIPO	Ponto de amolecimento (°C)		
	Medição 1	Medição 2	MÉDIA
CAP 50-70	46,0	46,2	46,1
CAP 50-70 + 2% OMMT	46,2	46,4	46,3
CAP 50-70 + 3% OMMT	48,4	48,6	48,5
CAP 50-70 + 4% OMMT	48,4	48,8	48,6
CAP 50-70 + 2% MMT	47,2	47,8	47,5
CAP 50-70 + 3% MMT	48,2	48,8	48,5
CAP 50-70 + 4% MMT	47,4	47,8	47,6

Como se pode verificar, todos os CAP modificados apresentaram o valor de ponto de amolecimento maior do que o CAP 50-70 de referência. Segundo Yu *et al.*, (2006), esse fato se deve à formação da estrutura esfoliada no asfalto modificado com OMMT e com a MMT, fazendo com que o movimento das cadeias de moléculas do asfalto fique obstruído pela estrutura intercalada em altas temperaturas.

Cavalcanti (2010) explica esse resultado por meio da tensão superficial. A partir do ensaio de energia de superfície, ele percebeu que a tensão superficial do ligante puro é maior do que o ligante com a argila montmorilonita, para baixas temperaturas. Só que ao aumentar a temperatura, a tensão superficial do ligante puro cai bruscamente, enquanto que no caso do ligante modificado, devido à presença da montmorilonita, a tensão permanece quase constante e com valores maiores do que os do ligante puro.

Yu *et al.*, (2006) concluíram que a adição da MMT e OMMT no asfalto aumenta tanto a ponto de amolecimento quanto a viscosidade, como observado nos resultados apresentados. Com relação ao envelhecimento, ele também concluiu que houve uma resistência do ligante ao envelhecimento devido à adição da OMMT.

Considerando os resultados obtidos com relação às propriedades reológicas dos ligantes asfáltico modificado em estudo, houve a diminuição da penetração e o aumento do ponto de amolecimento e da viscosidade, fato semelhante aos resultados obtidos em pesquisas relacionadas a este modificador.

4.1.2. Materiais Granulares

4.1.2.1. Distribuição Granulométrica

A Tabela 4.4 e a Figura 4.3 a seguir apresentam os resultados da distribuição granulométrica dos materiais granulares utilizados na pesquisa. O ensaio para análise da granulometria foi feito por peneiramento e segue as prescrições do DNIT-ME 083/98.

Tabela 4.4 - Distribuição dos tamanhos das partículas dos materiais granulares.

Peneiras	Diâmetro (mm)	BRITA 25,4	BRITA 19,1	BRITA 12,7 % que passa	BRITA 9,5	AREIA
1"	25,4	99,55	100,00	100,00	100,00	100,00
3/4"	19,1	46,77	97,21	100,00	100,00	100,00
3/8"	9,5	0,37	3,99	62,24	96,43	100,00
Nº 4	4,8	0,31	2,42	2,28	60,63	99,34
Nº 10	2,0	0,29	2,13	0,55	43,97	97,45
Nº 40	0,42	0,25	1,90	0,44	25,08	70,91
Nº 80	0,18	0,20	1,62	0,36	14,57	15,46
Nº 200	0,074	0,13	1,04	0,26	6,04	2,22

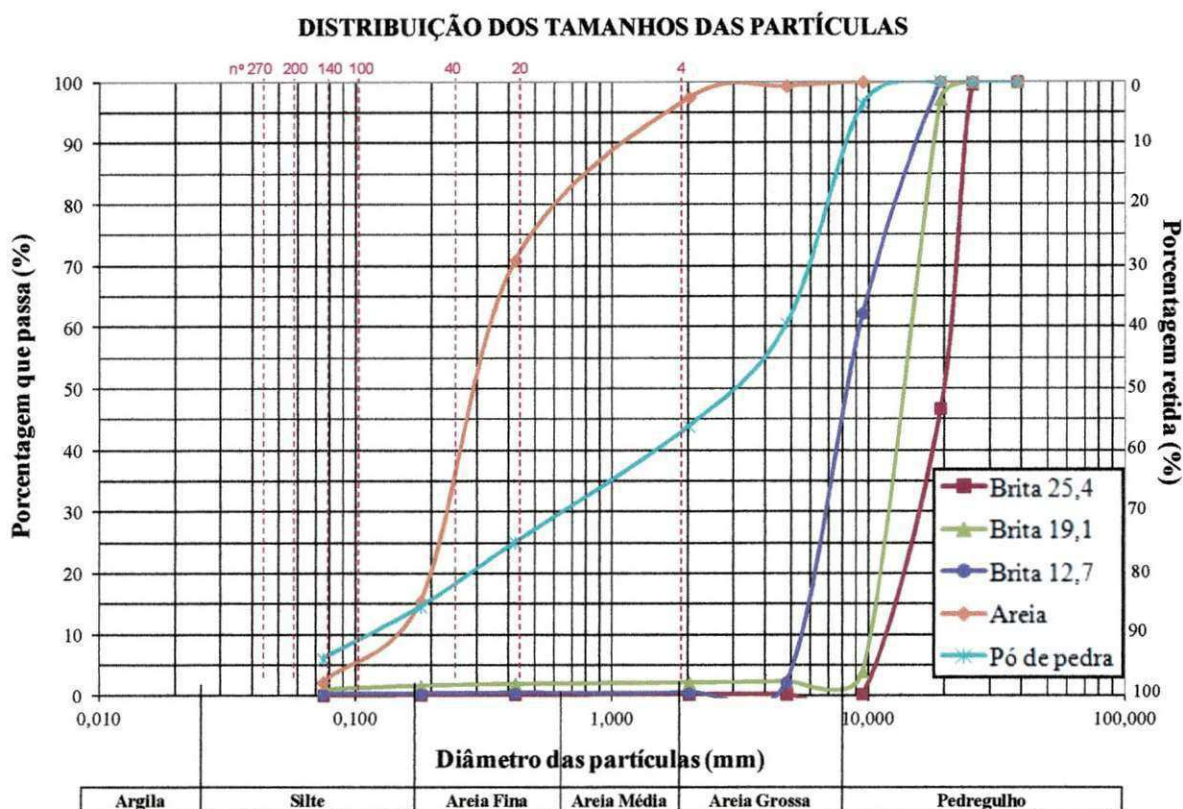


Figura 4.3 - Curva granulométrica dos materiais utilizados nas misturas asfálticas.

De posse das curvas granulométricas dos materiais utilizados para as misturas asfálticas e da classificação apresentada no capítulo 02, os materiais se classificam em:

- ✓ Brita 25,4 mm – Graduação uniforme
- ✓ Brita 19,1 mm – Graduação uniforme
- ✓ Brita 12,7 mm – Graduação uniforme
- ✓ Areia – Graduação aberta;
- ✓ Pó de pedra – Graduação com degrau

4.1.2.2. Massa Específica

➤ Massa Específica Real e Aparente dos agregados graúdos

A Tabela 4.5 apresenta os resultados obtidos da massa específica real dos agregados graúdos que compõem as misturas asfálticas dessa pesquisa, A determinação da massa específica foi feito de acordo com a norma DNIT-ME 081/98. A massa específica para muitas rochas comumente utilizadas varia entre 2.600 e 2.700 kg/m³; valores típicos para granito, arenito e calcário denso são de 2.690, 2.650, e 2.600 kg/m³, respectivamente (METHA & MONTEIRO, 2008).

Tabela 4.5 - Massa específica real e aparente dos agregados graúdos.

Diâmetro (mm)	Massa Específica Real (g/cm ³)	Massa Específica Aparente (g/cm ³)
25,4	2,729	2,707
19,1	2,742	2,721
12,7	2,744	2,714

➤ **Massa específica real dos agregados miúdos**

A Tabela 4.6 mostra os resultados obtidos da massa específica real dos agregados miúdos que compõem as misturas asfálticas dessa pesquisa. O ensaio com a areia e o pó de pedra foi realizado seguindo a norma DNIT-ME 084/95.

Tabela 4.6 - Massa específica real dos agregados miúdo utilizados nas misturas asfálticas.

Diâmetro (mm)	Massa Específica Real (g/cm ³)
Pó de pedra	2,716
Areia	2,668

4.1.2.3. Absorção

➤ **Absorção dos agregados graúdos**

Os resultados obtidos no ensaio de Absorção, preconizada pela norma DNIT-ME 081/98, mesma norma para a determinação das massas específicas do agregado graúdo, estão apresentados na Tabela 4.7. O ensaio foi realizado para as britas 25,4, 19,1 e 12,7. De acordo com Bernucci *et al.*, (2006), agregados de baixa absorção apresentam valores abaixo de 2%.

Tabela 4.7 - Absorção dos agregados graúdo utilizados nas misturas asfálticas.

Diâmetro	Absorção (%)
25,4	0,30
19,1	0,29
12,7	0,41

➤ Absorção dos agregados miúdos

Os resultados obtidos no ensaio de Absorção do agregado miúdo, que está preconizada na NBR NM 30/2001, foram realizados com a areia utilizada nessa pesquisa. A Tabela 4.8 mostra os resultados obtidos.

Tabela 4.8 – Absorção do agregado miúdo.

Material	Absorção (%)
Areia	0,047

4.1.2.4. Equivalente Areia

O ensaio de equivalente areia, através da norma DNIT – ME 054/94, foi realizado com duas amostras do pó de pedra utilizado na pesquisa, para se determinar a porcentagem de material deletério fino contido no material. O valor obtido do EA é a média dessas duas amostras, como mostra a Tabela 4.9. O valor do equivalente areia está dentro das especificações, que de acordo com a norma que o prescreve, o valor do equivalente areia tem que ser igual ou superior a 55%.

Tabela 4.9 – Resultado do ensaio de Equivalente Areia.

	Amostra 01	Amostra 02	EA (%)
AREIA	68,18	73,68	70,93

4.1.2.5. Adesividade

O ensaio de Adesividade foi realizado para as britas 25,4 e 19,1 e como mostra a Tabela 4.10, seguindo a prescrição da norma DNIT ME 078/1994. Para todos os agregados graúdos, o resultado da adesividade foi satisfatório (Figura 4.4). Esse resultado, de acordo com a norma que o preconiza, é anotado quando não houver nenhum deslocamento da película betuminosa no tempo determinado no ensaio.

Tabela 4.10 – Resultado do Ensaio de Adesividade.

Diâmetro (mm)	Adesividade
25,4	Satisfatório
19,1	Satisfatório



Figura 4.4 – Ensaio de adesividade com agregado graúdo.

4.1.2.6. Índice de forma

O ensaio para determinação da forma das partículas foi realizada para as britas 19,1 e 12,7 de acordo com a norma DNIT-ME 086/94. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 4.11. A determinação do índice de forma foi realizada por meio dos crivos circulares e retangulares. Os valores obtidos para as duas britas foram bastante satisfatórias, já que o valor mínimo para o índice de forma é de 0,50, indicando que os materiais granulares utilizados na pesquisa apresentam uma boa cubicidade.

Tabela 4.11 – Resultado do Ensaio de Índice de forma.

Diâmetro (mm)	Índice de forma (f)
19,1	0,92
12,7	0,85

4.1.2.7. Abrasão Los Angeles

O resultado do ensaio de Abrasão “Los Angeles” realizado com as britas 25,4 e 19,1 está inserido na Tabela 4.12 de acordo com a norma DNIT ME 035/98. De acordo com a especificação de serviço DNIT ES 031/2006, o valor do desgaste ou abrasão Los Angeles, para utilização em mistura asfáltica deve ser igual ou inferior a 50%, onde os valores obtidos estão de acordo com o que é preconizado pelo método de ensaio do DNIT para as misturas asfálticas.

Tabela 4.12 – Resultado do Ensaio de Abrasão Los Angeles.

Diâmetro (mm)	Abrasão Los Angeles (%)
25,4	23,10
19,1	29,90

4.1.3. Misturas Asfálticas

4.1.3.1. Dosagem das misturas asfálticas

A Tabela 4.13 apresenta os valores dos teores de CAP inicial com suas respectivas composições granulométricas para cada mistura asfáltica tentativa que foram obtidas a partir dos procedimentos da dosagem SUPERPAVE.

Tabela 4.13 – Composição granulométrica e teor de CAP inicial das misturas tentativas.

Misturas tentativas	Brita 25,4” (%)	Brita 19,1” (%)	Brita 12,7” (%)	Pó de pedra (%)	Areia (%)	Teor de CAP inicial
Inferior	10	20	25	40	5	4,3 %
Intermediária	16	26	-	40	18	4,4 %
Superior	14	10	8	44	24	4,5 %

O Quadro 4.1 apresenta o resumo dos parâmetros volumétricos obtidos para a mistura asfáltica com o teor ótimo de CAP para a mistura inferior. A escolha da mistura foi explanada no capítulo 03 e a obtenção do teor do ligante foi mostrada na Figura 3.15.

Quadro 4.1 – Parâmetros volumétricos da mistura asfáltica com teor ótimo de CAP.

RESUMO DOS PARÂMETROS VOLUMÉTRICOS DA MISTURA INFERIOR								
Mistura Inferior	% Ligante	%G _{mm} N _{inicial}	%G _{mm} N _{projeto}	%G _{mm} N _{máximo}	V _v (%)	VAM (%)	RBV (%)	Relação pó/asfalto
ESPECIFICAÇÃO	-	< 89%	96%	< 98%	4%	> 13%	65 a 75%	0,6 a 1,2
RESULTADO	4,2	93,1	96,0	96,6	4,0	13,0	67,7	0,67

Como se pode observar, o teor de 4,2% de CAP foi o teor ótimo obtido para essa mistura e esta obteve o volume de vazios de 4,0%, exigido pela dosagem SUPERPAVE, e os parâmetros volumétricos VAM, RBV e a Relação pó/asfalto também ficaram dentro das especificações. Os percentuais das massas específicas máximas (%G_{mm}) para N_{projeto} e

$N_{\text{máximo}}$ também foram atendidas, apenas o %Gmm para N_{inicial} que apresentou um valor maior do que o máximo permitido, que é de 89%.

Bahia *et al.*, (1998) realizaram um estudo para utilização dos dados obtidos na compactação giratória afim de avaliar as características de densificação da mistura asfáltica sob construção e tráfego e verificou em relação ao %Gmm para N_{inicial} que as misturas com alto %Gmm para esse esforço não implica necessariamente um alto valor de %Gmm para $N_{\text{máximo}}$. Isso foi verificado no Quadro 4.1.

Ainda segundo esse estudo, a exigência de densificação abaixo de 89% do %Gmm no N_{inicial} é contraditória ao conceito intuitivo de que a construção de uma mistura asfáltica é mais eficiente se o esqueleto mineral permitir rápidas reduções nos vazios durante a construção. Segundo os autores, este critério para o N_{inicial} foi adotado para eliminar misturas frágeis que possam se compactar muito rapidamente.

4.1.3.2. Temperaturas para misturas asfálticas

As determinações das temperaturas para confecção das misturas asfálticas foram feitas em função da relação temperatura-viscosidade e estão apresentadas na Tabela 4.14.

Tabela 4.14 – Resultado das temperaturas dos agregados, ligantes e de compactação.

TIPO	Metodologia de dosagem	Agregados (°C)	Ligante (°C)	Compactação (°C)
CAP 50-70	SUPERPAVE	166	156	144
CAP 50-70 + 2% OMMT	SUPERPAVE	171	161	148
CAP 50-70 + 3% OMMT	SUPERPAVE	173	163	150
CAP 50-70 + 4% OMMT	SUPERPAVE	175	165	152
CAP 50-70 + 2% MMT	SUPERPAVE	167	157	145
CAP 50-70 + 3% MMT	SUPERPAVE	167	157	145
CAP 50-70 + 4% MMT	SUPERPAVE	168	158	146

Comparando os dados da Tabela 4.14, foi constatado um aumento nas temperaturas do ligante e de compactação para o CAP modificado com OMMT e MMT e seus vários teores. No CAP com MMT foi verificado um pequeno incremento em suas temperaturas comparando-o com o CAP com OMMT onde tiveram um aumento de até 9°C para a maior temperatura do ligante e de até 8°C para a temperatura de compactação em relação ao CAP 50-70 de referência.

De acordo com a especificação de serviço do DNIT ES-031/2006, todas as temperaturas dos ligantes ficaram dentro do limite preconizado, que não deve ser inferior a 107°C e não exceder a 177°C. Com relação aos agregados, que foi utilizado a temperatura de 10°C acima do ligante, verificou-se que todas as temperaturas ficaram dentro do limite máximo pela especificação de serviço supracitada, que é de 177°C.

4.1.3.3. Ensaio para determinação da densidade máxima das Misturas Asfálticas

Na Tabela 4.15 estão apresentados os resultados obtidos no ensaio RICE TEST para a determinação da densidade máxima das misturas asfálticas (Gmm) para as três composições granulométricas estudadas. A Tabela apresenta também os resultados da densidade máxima obtidos pelo cálculo da DMT (Densidade Máxima Teórica), a título de comparação com o obtido pelo ensaio.

Tabela 4.15 – Resultado do ensaio para determinação da Gmm das misturas.

Mistura	Densidade máxima Pelo cálculo da DMT	Densidade máxima Pelo RICE TEST	Desvio padrão
Inferior	2,542	2,559	0,012
Intermediária	2,533	2,535	0,002
Superior	2,528	2,540	0,009

Nota-se que todos os valores da densidade máxima (Gmm) obtidos pelo ensaio Rice Test para as três misturas foram maiores do que os valores das densidades obtidas teoricamente (DMT).

No trabalho desenvolvido por Marques (2004) ele realizou um estudo sobre os valores calculados da DMT usando-se os mesmos teores de ligante usados na determinação da Gmm. Em seus estudos, os valores da Gmm também foram superiores aos valores da DMT, porém, esse resultado não era esperado, pois a DMT é calculada com os valores da densidade real dos agregados e a Gmm é determinada para uma condição efetiva de absorção do ligante pelo agregado, uma vez que o ensaio é feito sobre a amostra de cada mistura, onde o ligante penetra parcialmente nos agregados.

De acordo com Vasconcelos⁵ *et al.*, (2003) apud Marques (2004), a única diferença existente entre a DMT e a Gmm está na consideração das densidades dos agregados. Na DMT utiliza-se o valor da densidade real dos agregados e na Gmm o valor é obtido de um único ensaio, e utiliza-se o valor da densidade efetiva do agregado. Desta forma, o valor esperado para a DMT deverá ser numericamente superior ao obtido pela Gmm, pois as exclusões dos vazios permeáveis não preenchidos com ligante pela DMT resultaram em maiores valores.

Porém, a afirmação de $DMT > Gmm$ só poderia ser tomada como verdadeira caso todas as metodologias empregadas em todos os ensaios envolvidos fossem as mesmas, ou tivessem o mesmo princípio. Os princípios metodológicos para a definição das densidades dos agregados são diferentes dos princípios empregados para a determinação da densidade da mistura asfáltica. Portanto, é possível que os resultados sejam diferentes ao se empregarem estes valores numa mesma abordagem teórica. O ensaio para a determinação da Gmm envolve um procedimento único, apresentando resultado mais adequado para a determinação de todos os parâmetros volumétricos. (MARQUES, 2004).

4.1.3.4. Características mecânicas das misturas asfálticas

4.1.3.4.1. Resistência à tração

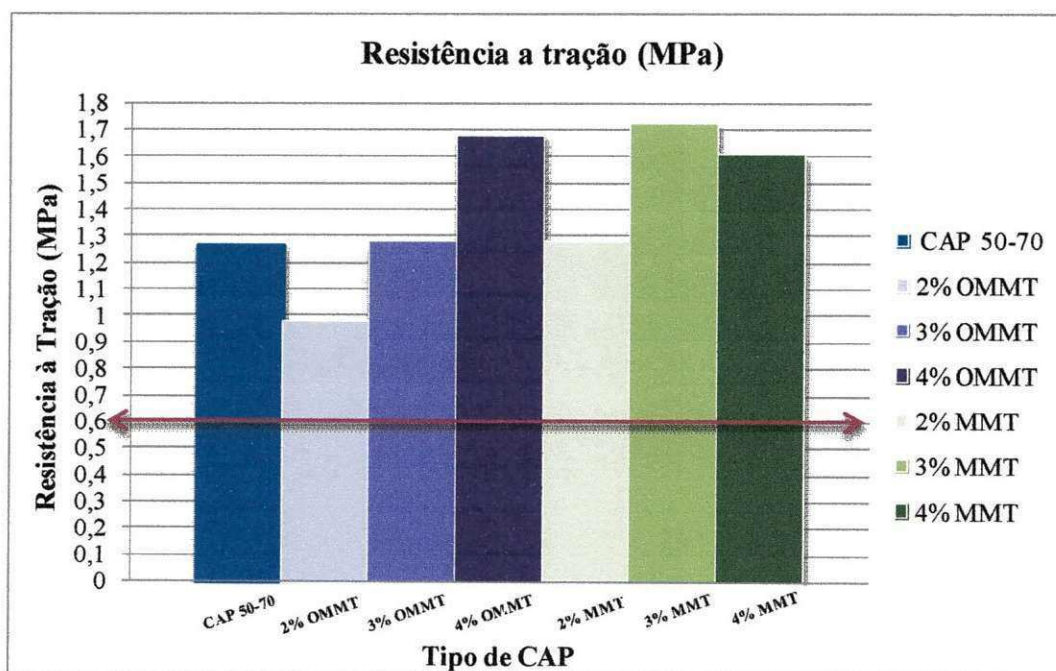
Na Tabela 4.16 estão apresentados os resultados dos ensaios de Resistência à Tração por compressão diametral para as misturas asfálticas em estudo. Também estão inseridos os resultados do ensaio de Resistência à Tração realizada com os corpos-de-prova após o ensaio do Módulo de Resiliência.

⁵ VASCONCELOS, K. L.; Soares, J. B., Leite, L. M., - "Influência da Densidade Máxima Teórica na Dosagem de Misturas Asfálticas". In: XVII ANPET – Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, volume 1, pp. 5-17, Rio de Janeiro, Novembro, 2003.

Tabela 4.16 – Resultados do ensaio de Resistência à Tração para as Misturas Asfálticas.

TIPO	Resistência a Tração (MPa)	Resistência à Tração após MR	Valor de referência
CAP 50-70	1,27	0,68	
CAP 50-70 + 2% OMMT	0,98	0,78	
CAP 50-70 + 3% OMMT	1,28	1,06	
CAP 50-70 + 4% OMMT	1,68	0,99	RT > 0,65 MPa
CAP 50-70 + 2% MMT	1,28	0,76	
CAP 50-70 + 3% MMT	1,72	0,92	
CAP 50-70 + 4% MMT	1,61	1,10	

Como se pode observar na Figura 4.5, todos os valores de Resistência à Tração obtidos para todas as misturas asfálticas ficaram bem acima do mínimo preconizado, que é de 0,65 MPa. Após realizar o ensaio de Módulo de Resiliência, os corpos de prova foram submetidos ao ensaio de Resistência à Tração, e como mostrado na Tabela 4.16, mesmo após estes corpos de prova terem sofrido condicionamento durante o ensaio de MR, os valores de RT ainda ficaram acima do limite mínimo de 0,65 MPa. Os ensaios de Resistência à Tração e Módulo de resiliência foram realizados com os corpos-de-prova à temperatura de 25°C.

**Figura 4.5** – Resultados gráficos para o ensaio de Resistência à Tração.

A viscosidade é um parâmetro que influencia os valores da resistência à tração. A RT é diretamente proporcional à viscosidade do ligante da mistura, e isso pode ser observado nos valores obtidos. Porém, essa relação não é linear. A resistência à tração para as misturas asfálticas contendo o CAP modificado com a MMT mostrou que os menores valores de RT foram obtidos para o teor de 2%, seguido do teor de 4% e do teor de 3%. Já para as misturas contendo o CAP modificado com a OMMT ocorreu uma linearidade com os valores obtidos, ou seja, quanto maior a viscosidade, maior o valor da RT. As Figuras 4.6 e 4.7 apresentam o gráfico de Resistência à Tração x Teor de modificador, com o teor de 0% correspondente ao CAP 50-70 de referência.

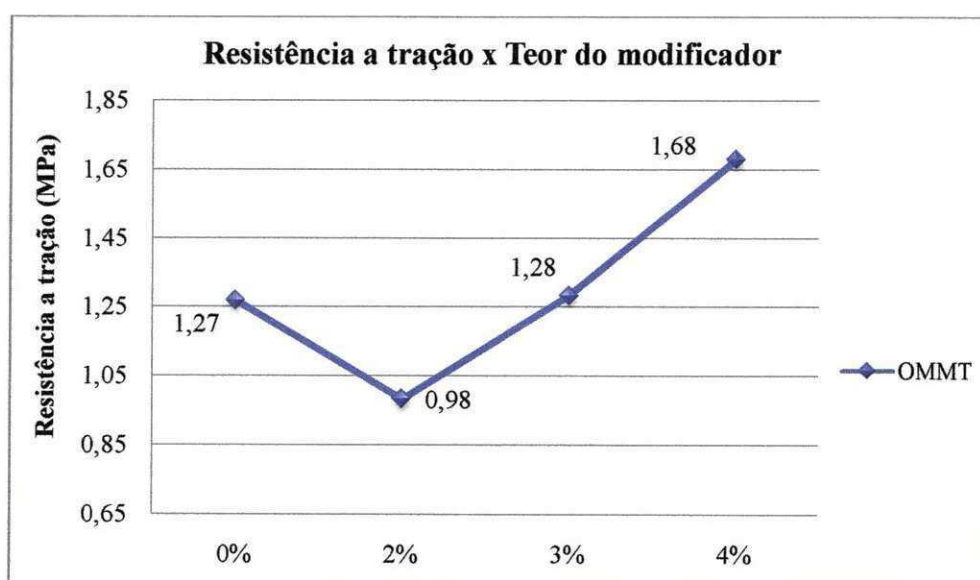


Figura 4.6 – Resultado gráfico da RT das misturas asfálticas com o CAP + OMMT

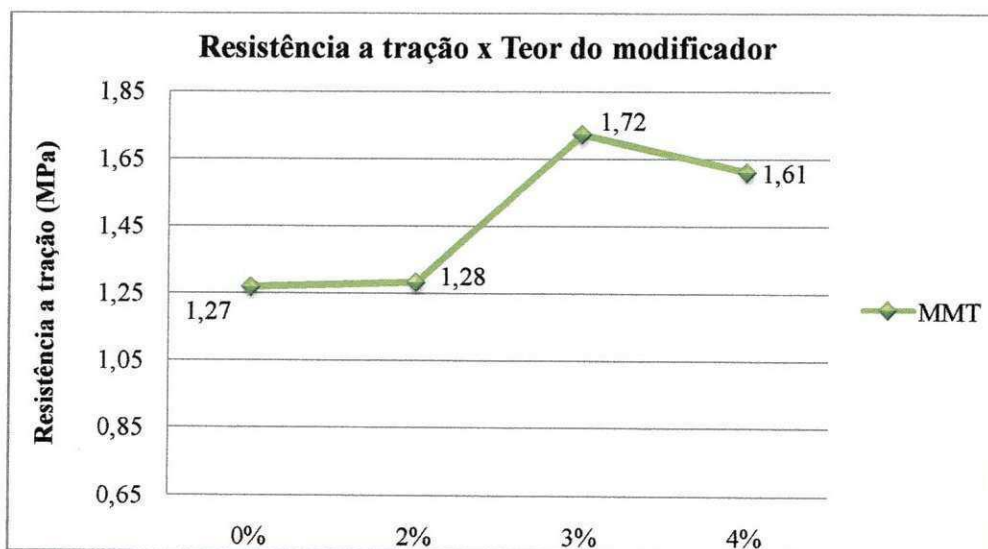


Figura 4.7 – Resultado gráfico da RT das misturas asfálticas com o CAP + MMT

Marques (2004) avaliou a influência da viscosidade na Resistência à Tração e observou que a RT depende diretamente da viscosidade do ligante, mas que esta relação não é linear. Foi constatado com os dados obtidos para diferentes ligantes com viscosidades diferentes que o aumento da RT é diretamente proporcional ao aumento da viscosidade quando se comparam cimentos asfálticos da mesma origem.

Observando o comportamento dos dois modificadores incorporados ao CAP em relação à sua Resistência à Tração (RT), foi verificada uma tendência do resultado para o CAP modificado com MMT ser maior que o OMMT para os teores estudados, com exceção do teor de 4%. Esses incrementos foram de 30,6% e 34,4% para os teores de 2% e 3%, respectivamente. Pode-se concluir que com a adição dos dois modificadores ao CAP, houve um aumento significativo da RT em relação ao CAP 50-70 de referência.

4.1.3.4.2. Ensaio de Módulo de Resiliência

A Tabela 4.17 apresenta os resultados obtidos no ensaio de Módulo de Resiliência para as misturas asfálticas com o CAP modificado, ensaiados a 25° C, sendo os resultados obtidos a média de duas leituras para cada corpo-de-prova.

Tabela 4.17 – Resultados do Módulo de Resiliência.

TIPO	Módulo de Resiliência (MPa)	Desvio Padrão	Deform. horizontal recuperável (µm)
CAP 50-70	2329	120,19	5,01
CAP 50-70 + 2% OMMT	3715	81,79	4,39
CAP 50-70 + 3% OMMT	6205	312,24	2,20
CAP 50-70 + 4% OMMT	4560	67,48	4,05
CAP 50-70 + 2% MMT	5381	326,54	2,24
CAP 50-70 + 3% MMT	3939	120,42	4,67
CAP 50-70 + 4% MMT	6621	630,70	5,70

Ainda não há na literatura valores de Módulos de Resiliência para misturas asfálticas com esse tipo de modificador. Porém, de acordo com Bernucci *et al.*, (2006) valores típicos de módulos de resiliência onde as misturas asfálticas são ensaiadas a 25°C estão situados na faixa de 2.000 a 8.000 MPa. Todos os valores de MR encontrados para as misturas asfálticas com e sem modificador estão dentro do intervalo citado (Tabela 4.17).

Todos os resultados obtidos de Módulo de Resiliência para as misturas asfálticas com o CAP modificado foram maiores do que o CAP de referência (Figura 4.8), onde os valores do MR para as misturas com o CAP com a adição da OMMT aumentaram a partir de 59,5% até 166,4% em relação à mistura com o CAP de referência e ainda foram maiores para as misturas contendo o CAP modificado com MMT, onde os resultados obtidos variaram de 69,1% a 188,3%.

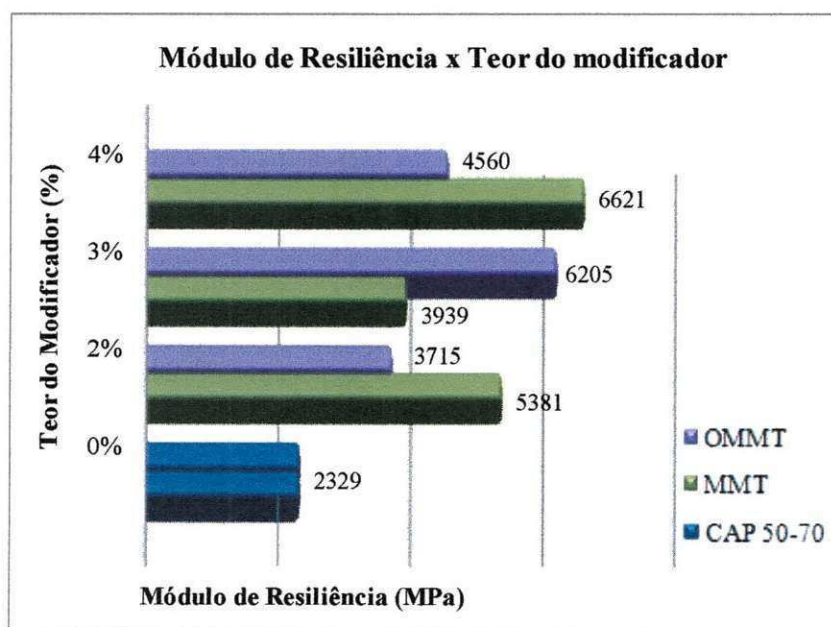


Figura 4.8 – Resultado gráfico para o ensaio de Módulo de Resiliência.

Segundo David (2006), a análise do Módulo de Resiliência não pode ser feita de forma direta, uma vez que ele está relacionado à rigidez da mistura. Valores maiores ou menores de MR podem ser aceitos dependendo da estrutura do pavimento, devendo ser considerada a compatibilidade de deformação entre as camadas que o constituem, principalmente a camada de base.

Para os resultados obtidos nos estudos feitos por Jahromi *et al.*, (2010) que utilizou a *cloisite* 15-A (nome comercial da argila montmorilonita importada) nas proporções de 2%, 4% e 7% no CAP, todas as misturas modificadas apresentaram valores de MR maiores do que a mistura com CAP 50-70 de referência, onde esses incrementos variaram de 8% a 40%. Nesse trabalho, são apresentados apenas os incrementos do MR, não os valores obtidos.

A análise da influência da viscosidade no MR apresentada por Marques (2004) mostra que com o aumento da consistência (viscosidade) do ligante asfáltico, o módulo tende a aumentar. Mas assim como observado para a RT, os valores não indicam linearidade do MR com a viscosidade. O aumento no estado de dureza das misturas asfálticas no campo está associado ao aumento adicional de viscosidade provocado pelos efeitos de endurecimento/envelhecimento do material em serviço.

➤ Relação MR/RT

Com base nos resultados obtidos nos ensaios de Resistência à Tração e Módulo de resiliência, foi montada a Tabela 4.18 que apresenta a relação entre esses dois parâmetros, chamada de Relação MR/RT.

Tabela 4.18 – Relação do Módulo de Resiliência e a Resistência à tração.

TIPO	Módulo de Resiliência (MPa)	Resistência à Tração (MPa)	Relação MR/RT
CAP 50-70	2329	1,27	1833,86
CAP 50-70 + 2% OMMT	3715	0,98	3790,82
CAP 50-70 + 3% OMMT	6205	1,28	4847,66
CAP 50-70 + 4% OMMT	4560	1,68	2714,29
CAP 50-70 + 2% MMT	5381	1,28	4203,91
CAP 50-70 + 3% MMT	3939	1,72	2290,12
CAP 50-70 + 4% MMT	6621	1,61	4112,42

A razão entre esses dois parâmetros vem sendo usada como um indicador da vida de fadiga das misturas asfálticas, sendo mais desejável um valor pequeno da razão, dado que,

com frequência, busca-se uma baixa rigidez para evitar a elevada absorção de tensões que levem ao trincamento prematuro do revestimento e uma alta resistência à tração, uma vez que a mistura vai resistir mais aos esforços de tração.

O procedimento do DNIT PRO 269/94 permite a estimativa do Módulo de Resiliência da mistura asfáltica em função da sua Resistência à Tração pelo modelo apresentado na Equação 4.1.

$$MR = 5000 RT \text{ (MPa)} \quad \text{Eq. 4.1}$$

Já Motta & Pinto (1994) apud Marques (2004), recomendam aos laboratórios que não dispõem de aparelhagem necessária para execução do ensaio de Módulo de Resiliência, o uso do ensaio de Compressão Diametral estático (DNIT ME 138/94) como parâmetro de estimativa indireta do Módulo de Resiliência, através da seguinte correlação (Equação 4.2).

$$MR = 4174 RT - 1336 \text{ (MPa)} \quad \text{Eq. 4.2}$$

A Tabela 4.19 apresenta um comparativo entre os resultados obtidos para a Relação MR/RT com modelos do DNIT PRO 269/94 e de Motta & Pinto (1994), usando como parâmetro para estimativa indireta do MR os resultados da Resistência à Tração por Compressão Diametral da compactação SUPERPAVE.

Tabela 4.19 – Comparação entre a relação MR/RT com Modelos de previsão.

TIPO	Relação MR/RT	Modelo do DNIT (1994)	Módulo de Resiliência	Modelo Motta & Pinto (1994)
		MR = 5000 RT	(MPa)	MR = 4174 RT - 1336
CAP 50-70	1819,5	6400,0	2329	4006,7
CAP 50-70 + 2% OMMT	3790,8	4900,0	3715	2754,5
CAP 50-70 + 3% OMMT	4847,7	6400,0	6205	4006,7
CAP 50-70 + 4% OMMT	2714,3	8400,0	4560	5676,3
CAP 50-70 + 2% MMT	4203,9	6400,0	5381	4006,7
CAP 50-70 + 3% MMT	2290,1	8600,0	3939	5843,3
CAP 50-70 + 4% MMT	4112,4	8050,0	6621	5384,1

Observa-se que a Relação MR/RT do presente estudo obteve a maioria dos valores situados entre os dois modelos apresentados, sendo que alguns resultados ficaram inferiores ao modelo de Motta & Pinto (1994).

4.1.3.4.3. Resistência ao dano por Umidade Induzida – LOTTMAN

A Tabela 4.20 apresenta os resultados obtidos no ensaio de resistência ao dano por umidade induzida. Foram realizados os ensaios de resistência à tração por compressão diametral indireta com os corpos-de-prova moldados nos teores de CAP de projeto e com a mistura escolhida pelo procedimento da compactação SUPERPAVE, com e sem o efeito da umidade induzida. Posteriormente, a relação de resistência à tração (RRT) é calculada pela razão da resistência à tração com e sem condicionamento de umidade induzida.

Tabela 4.20 – Resultados do ensaio Lottman Modificado.

TIPO	RT (MPa)	RT _u (MPa)	$RRT = \frac{RT_u}{RT}$	Valor de referência
CAP 50-70	1,27	0,65	51 %	
CAP 50-70 + 2% OMMT	0,98	0,65	66 %	
CAP 50-70 + 3% OMMT	1,28	0,87	68 %	
CAP 50-70 + 4% OMMT	1,68	0,83	49 %	RRT > 70 % (AASHTO MP 8-01)
CAP 50-70 + 2% MMT	1,28	0,49	38 %	
CAP 50-70 + 3% MMT	1,72	0,41	24 %	
CAP 50-70 + 4% MMT	1,61	0,53	33 %	

Observando todos os resultados, conclui-se que nenhuma das misturas asfálticas testadas atenderam às especificações mínimas exigidas para o valor da relação com os corpos de prova sem e com condicionamento, que é de 70%. Entretanto, os valores para as misturas com o CAP + OMMT 2% e 3% ficaram próximos do mínimo exigido. É válido lembrar, como visto no Capítulo 02 que para a mistura granulométrica adotada para o presente estudo,

esta tem a curva passando abaixo da zona de restrição, caracterizando-a como uma mistura aberta, com pouca presença de finos, fazendo com que o efeito deletério da água seja mais representativo. Além disso, a mistura inferior não apresenta nenhum filer, o que poderia contribuir para que os valores fossem atendidos. A Figura 4.9 apresenta os valores da relação da Resistência à Tração com a faixa mínima exigida para o ensaio Lottman.

Não pode ser atribuído o não atendimento dos resultados mínimos preconizados pela AASHTO T 283 para o ensaio Lottman aqui discutidos ao ligante asfáltico utilizado com o modificador estudado, pois nem mesmo a mistura asfáltica contendo apenas o CAP 50-70 de referência atendeu ao valor mínimo exigido para RRT. A questão da adesividade, como mostrado em resultados anteriores nesse capítulo também seria descartada, já que os agregados utilizados na mistura asfáltica apresentaram resultados satisfatórios de adesividade ao ligante asfáltico.

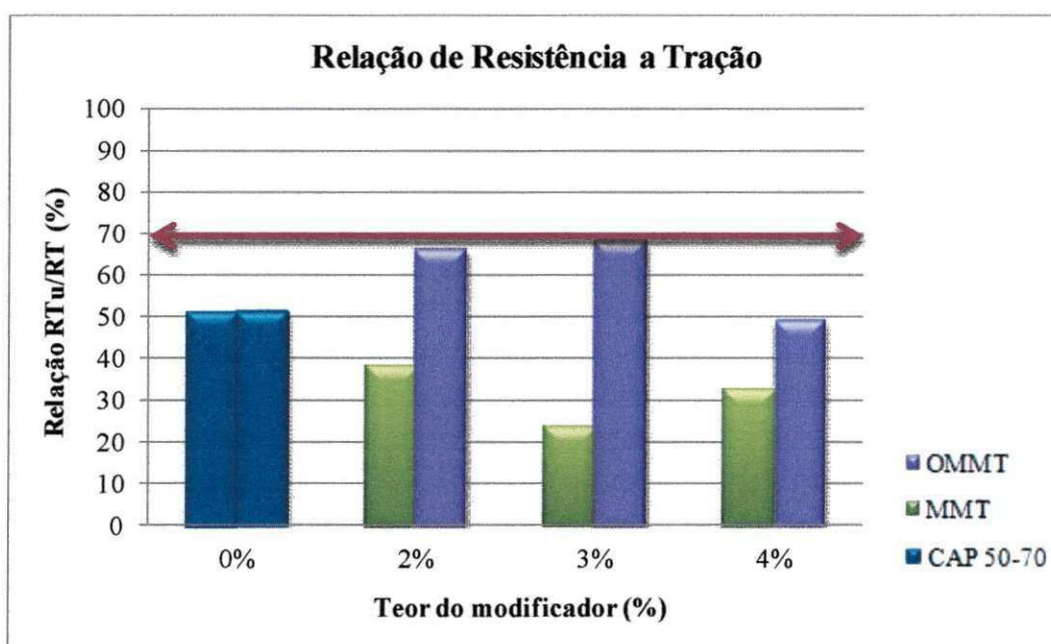


Figura 4.9 – Resultado gráfico para o ensaio Lottman

Embora os resultados não tenham sido satisfatórios, o que se pode observar é que o CAP modificado com a argila modificada (OMMT) apresentou valores da RRT maiores do que o CAP sem modificador, e isso se deve à propriedade que esta argila adicionada ao CAP tem de melhorar a adesividade entre o ligante e os agregados. Analisando-se o desempenho da argila pura no CAP percebe-se que pelos valores obtidos, este modificador pode não apresentar bons resultados com relação à umidade (ou ao efeito deletério na água).

É necessário ser realizado um estudo mais aprofundado com relação a essa propriedade mecânica para misturas com CAP modificado, utilizando outras composições granulométricas ou a empregando misturas asfálticas com adição de filer. Vale lembrar que a escolha da mistura inferior, pelo procedimento SUPERPAVE é baseada em parâmetros volumétricos, o que não garante que a mesma irá atender às propriedades mecânicas das misturas asfálticas.

Nos estudos feitos por Marques (2004), verificando a compactação no CGS, ele observou que nos corpos de prova, os vazios são mais concentrados próximos às faces horizontais, indicando que existe maior densificação na parte central. Como a obtenção dos teores de projeto num processo de dosagem está associada unicamente ao valor de teor de vazios, é provável que a maneira como estes vazios seja distribuída não influencie nos resultados finais. Porém, ao se avaliar as características mecânicas de misturas asfálticas, a forma de distribuição dos vazios dentro de uma amostra compactada deve influenciar a obtenção dos parâmetros mecânicos, especialmente aqueles obtidos nos estados limites últimos, como a resistência à tração por compressão diametral e o ensaio Lottman.

O uso de filer na composição de misturas asfálticas para reduzir o dano por umidade já foi estudado e mostra resultados positivos. De acordo com os estudos realizados por Lutfi *et al.*, (2008), muitas agências de transportes nos Estados Unidos têm especificado o uso de agentes redutores de dano por umidade (*antistripping agents*) nas misturas asfálticas. Um dos agentes mais usados é a cal hidratada.

Nesses estudos, eles realizaram testes com misturas asfálticas com e sem a adição da cal e concluíram que a perda de adesão das misturas foi reduzida quando a cal hidratada foi adicionada, o que indica que o tratamento com cal hidratada aumenta o poder ligante na interface CAP-Agregado, reduzindo assim o efeito deletério da água, ou seja, o uso de cal hidratada em forma seca resultou em misturas com melhor comportamento mecânico, o que indica que a cal diminuiu a susceptibilidade das misturas asfálticas ao dano por umidade.

Lucena (2009) estudou a influência do uso de resíduos industriais (caulim e de serragem de granito) como filer em misturas asfálticas sob o efeito deletério da água, através do ensaio Lottman Modificado, e ela concluiu que ambos os fileres tornam a mistura asfáltica menos susceptível a presença de água, onde o resíduo do Granito proporcionou uma mistura mais flexível e, portanto, apresentou uma menor probabilidade de fissuras prematuras durante a vida útil do pavimento.

CAPÍTULO 5

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS

5.1. CONCLUSÕES

Com base nos conceitos apresentados na revisão bibliográfica e nos resultados dos ensaios realizados neste trabalho foi possível chegar às seguintes conclusões:

- ✓ A adição dos dois modificadores no Cimento Asfáltico de Petróleo fizeram com que houvesse o aumento no ponto de amolecimento e na viscosidade, e a diminuição a penetração. Os valores da viscosidade para o CAP modificado com a OMMT foram maiores do que os valores do CAP modificado com MMT, e isso se deve a estrutura esfoliada da OMMT quando incorporada ao ligante, onde este tipo de estrutura fornece benefícios para a inserção de moléculas de asfalto.
- ✓ Com relação aos parâmetros volumétricos, a mistura inferior para a dosagem SUPERPAVE foi a que atendeu às especificações de volume de vazios, do volume do agregado mineral, relação betume/vazios e a proporção pó/asfalto. Dentre as massas específicas máximas para os diferentes esforços de compactação, a %Gmm inicial foi a única que não atendeu à especificação de dosagem SUPERPAVE, onde limita ao valor máximo de 89%, porém esta não comprometeu na %Gmm dos esforços (N) de projeto e máximo.
- ✓ Com relação às densidades máximas medidas (Gmm) e as densidades máximas teóricas (DMT) para as três misturas granulométricas da dosagem SUPERPAVE (inferior, intermediária e superior), observou-se que os valores obtidos no ensaio utilizando o equipamento Rice Test apresentaram valores maiores do que a

densidade obtida teoricamente, sendo o valor da Gmm considerado o mais adequado para a determinação de todos os parâmetros volumétricos.

- ✓ Os resultados de Resistência à Tração por Compressão Diametral Indireta para a todas as misturas foram bastante satisfatórios, onde todos os CAP com e sem modificação ficaram bem acima do mínimo preconizado pela especificação de serviço ES-031/2006 do DNIT, sendo que para os CAP com a adição da MMT e OMMT os valores foram superiores ao CAP 50-70 de referência, mostrando que a adição desses modificadores melhora a resistência à atração das misturas asfálticas.
- ✓ Para os resultados obtidos no ensaio de Módulo de Resiliência das misturas estudadas, houve um aumento no valor para todas as misturas com os dois modificadores, em relação à mistura asfáltica com o CAP 50-70 de referência, os resultados indicaram que essas argilas podem melhorar propriedades como Módulo de Resiliência e de Resistência à Tração, resultando em valores superiores quando comparados ao ligante asfáltico sem modificador.
- ✓ Todos os valores obtidos no ensaio de dano a umidade induzida (ensaio Lottman modificado) ficaram abaixo do mínimo exigido de 70%, inclusive para o CAP 50-70 de referência. Ainda assim, para as misturas com os dois modificadores, a relação de resistência à tração obtiveram valores maiores do que o CAP sem modificador, concluindo assim que a possível causa do não cumprimento ao valor mínimo preconizado para este ensaio foi à ausência de filer que melhora a adesividade da mistura, reduzindo assim o efeito deletério da água.
- ✓ Diante de todos os resultados obtidos, a mistura asfáltica contendo o CAP + OMMT com 3% foi a que obteve o melhor comportamento, onde o valor da Resistência à Tração por Compressão Diametral Indireta foi 1,28 MPa, o Módulo de Resiliência foi 6.205 MPa e o Dano por Umidade Induzida (Ensaio LOTTMAN) foi de 68%.

5.2. SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS

Com a finalidade de melhorar e dar continuidade e aprofundamento do objeto desta pesquisa sugere-se os seguintes temas:

- ✓ Realizar outros ensaios com o ligante asfáltico e os modificadores em estudo para verificar propriedades como a melhoria da adesividade, o efeito do envelhecimento e as propriedades viscoelásticas da incorporação da OMMT e MMT.
- ✓ Utilizar outras proporções (teores) do modificador adicionado ao ligante asfáltico em estudo a fim de verificar a melhoria nas propriedades físicas e reológicas quanto ao armazenamento e às temperaturas em que estas seriam utilizadas nas misturas asfálticas.
- ✓ Realizar estudos com o CAP modificado com polímeros ou outro tipo de modificador e sendo incorporados a estes as argilas montmorilonitas puras ou modificadas, buscando atribuir melhoria em suas propriedades reológicas.
- ✓ Analisar o efeito do tipo de compactação, por impacto e por amassamento, nos efeitos das misturas asfálticas com o CAP modificado com a OMMT e MMT nas suas propriedades mecânicas.
- ✓ Testar outros tipos de composições granulométricas a fim de comparar as propriedades volumétricas e mecânicas obtidas para misturas mais abertas e mais fechadas em relação a sua resistência à tração com e sem condicionamento.
- ✓ Utilizar para a mistura granulométrica escolhida nesse presente estudo com a adição de filer para constatar se este atribuiria melhoria quanto à adesividade e contribuiria para melhorar os resultados quanto ao ensaio de dano a umidade induzida.
- ✓ Verificar o efeito da argila pura como modificador do CAP em misturas asfálticas quanto ao efeito deletério da água (dano a umidade induzida) já que esta obteve os piores resultados.
- ✓ Realizar um estudo da viabilidade econômica da utilização da OMMT como modificador de ligantes asfálticos quando comparado a modificadores tradicionais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials. PP2: *Standard Practice for Mixture Conditioning of Hot Mix Asphalt (HMA)*. Washington. USA, 2001.

AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials. T-85: *Standard Method of Test for Specific Gravity and Absorption of Coarse Aggregate*. Washington. USA, 2008.

AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials. T-209: *Standard test method for theoretical maximum specific gravity and density of bituminous paving mixtures*. Washington. USA, 1999.

AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials. T-283: *Resistance of Compacted Bituminous Mixture to Moisture Induced Damage*. Washington. USA, 2003.

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR NM 30 - *Agregado miúdo - Determinação da absorção de água*. Rio de Janeiro, 2001.

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR NM 51 - *Agregado Graúdo – Ensaio de Abrasão “Los Angeles”*. Rio de Janeiro, 2001.

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR NM 52 - *Agregado Miúdo – Determinação da massa específica e massa específica aparente*. Rio de Janeiro, 2009.

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 6560 – *Materiais Betuminosos – determinação do ponto de amolecimento: método do anel e bola*. Rio de Janeiro, 2000.

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 6576 – *Materiais Betuminosos – determinação da penetração*. Rio de Janeiro, 1998.

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 6954 – *Lastro padrão: determinação da forma do material*. Rio de Janeiro, 1989.

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 7208 - *Materiais betuminosos para emprego em pavimentação*. Rio de Janeiro, 1990.

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 9935 – *Agregados – Terminologia*. Rio de Janeiro, 2005.

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas - NBR 15087: *Misturas asfálticas: determinação da resistência à tração por compressão diametral*. Rio de Janeiro, 2004.

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas - NBR 15184: *Materiais betuminosos: determinação da viscosidade em temperatura elevada usando um viscosímetro rotacional*. Rio de Janeiro, 2004.

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas - NBR 15235: *Materiais asfálticos: determinação do efeito do calor e do ar em uma película delgada rotacional*. Rio de Janeiro, 2005.

AETT – Anuário Estatístico dos Transportes Terrestres. ANTT – Agência Nacional de Transportes Terrestres. Fonte: DENATRAN. Dados de 2004-2008. Disponível em: http://www.antt.gov.br/InformacoesTecnicas/aett/aett_2009/principal.asp. Acesso em 05/11/2011 às 18:24 hs.

Agência Nacional de Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis – Resolução ANP N° 19, 17 de Março de 2006.

Asfalto em Revista– Nanotecnologia em pavimentos Flexíveis. - ano III - n°. 15, p 6 – 8. Janeiro/Fevereiro de 2011. Publicação Bimestral do IBP – Instituto Brasileiro de Petróleo.

ASTM: American Society for Testing and Materials – C 127 - *Standard Test Method for Specific Gravity and Absorption of Coarse Aggregate*. USA, 2001.

ASTM: American Society for Testing and Materials – C 837 - *Standard Test Method for Methylene Blue Index of Clay*. USA, 2009.

ASTM: American Society for Testing and Materials – D 5 – *Standard test method for penetration of bituminous materials*. USA, 1997.

ASTM: American Society for Testing and Materials – D 2041- *Standard test method for theoretical maximum specific gravity and density of bituminous paving mixtures*. USA, 2000.

ASTM: American Society for Testing and Materials - D 2872 – *Effect of heat and air on a moving film of asphalt (rolling thin-film oven test)*. USA, 1997.

ASTM: American Society for Testing and Materials. D 4123 – *Standard Method of Indirect tension test for resilient modulus of bituminous mixtures*. USA, 2003.

ASTM: American Society for Testing and Materials. D 4402 - *Standard Test Method for Viscosity Determination of Asphalt at Elevated Temperatures Using a Rotational Viscometer*. USA, 2006.

BAHIA, H. U.; FRIEME, T. P.; PETERSON, P. A.; RUSSELL, J S; POEHNELT, B - Optimization of Constructibility and Resistance to Traffic: A New Design Approach for HMA Using the Superpave Compactor. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, volume 67, pp. 189-232. 1998.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P; SOARES, J. B. - *Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros*, 1ª Edição PETROBRAS/ABEDA, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2006.

CARDOSO, A. P. – Estudo em laboratório do comportamento mecânico das misturas betuminosas utilizadas em pistas experimentais. Dissertação (mestrado) – Rio Grande do Sul. UFRS, 2002.

CAVALCANTI, L. S. - Efeito de Alguns Modificadores de Ligantes na Vida de Fadiga e Deformação Permanente de Misturas Asfálticas. Dissertação (mestrado) – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2010.

COUTINHO N., B.. Avaliação do reaproveitamento de areia de fundição como agregado em misturas asfálticas densas. Tese de doutorado: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

DAVID, D., - Misturas asfálticas recicladas a frio: estudo em laboratório utilizando emulsão e agente de reciclagem emulsinado. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS. Porto Alegre, 2006.

DNIT: Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes, EM 095 - *Cimentos asfálticos de petróleo - Especificação de material*. Especificação de Material. Rio de Janeiro, 2006.

DNIT: Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes, ES 031 - *Pavimentos Flexíveis – Concreto asfáltico*. Especificação de Serviço. Rio de Janeiro, 2006.

DNIT: Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes, ME 035 - *Agregados – Determinação da Abrasão Los Angeles*. Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1998.

DNIT: Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes, ME 054 – *Equivalente de areia*. Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1997.

DNIT: Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes, ME 078 – *Agregado graúdo – adesividade a ligante betuminoso*. Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1994.

DNIT: Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes, ME 079 – *Agregado – adesividade a ligante betuminoso*. Rio de Janeiro, 1994.

DNIT: Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes, ME 081 – *Agregados: determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo*. Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1998.

DNIT: Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes, ME 083 – *Agregados – análise granulométrica*. Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1998.

DNIT: Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes, ME 084 – *Agregado miúdo – determinação da densidade real*. Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1995.

DNIT: Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes, ME 086 – *Agregado – Determinação do índice de forma*. Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1994.

DNIT: Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes, ME 131 – *Materiais asfálticos – Determinação do ponto de amolecimento – Método do Anel e Bola*. Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2010.

DNIT: Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes, ME 135 – *Pavimentação Asfáltica – Misturas Asfálticas - Determinação do Módulo de Resiliência*. Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2010.

DNIT: Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes, ME 138 - *Misturas betuminosas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral*. Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1994.

DNIT: Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes, ME 155 – *Material asfáltico – Determinação da penetração*. Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2010.

DNIT: Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes, ME 195 - *Agregados - determinação da absorção e da massa específica de agregado graúdo*. Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1997.

DNIT: Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes, PRO 269 – *Projeto de Restauração de Pavimentos Flexíveis*. Rio de Janeiro, 1994.

FROTA, C. A.; SILVA, C. L.; NUNES, F. R. G. – Análise do comportamento mecânico de misturas asfálticas confeccionadas com agregados sintéticos de argila calcinada. V Jornadas Luso-brasileiras de pavimentos: políticas e tecnologias, 2006.

FURLAN, A. P.; SANTOS, C. R. G.; GIGANTE, A. C.; FABBRI, G. T., – Algumas Considerações Acerca de Ensaio para Avaliação do Dano por Umidade em Mistura Asfáltica Densa. In: 35ª Reunião Anual de Pavimentação, Rio de Janeiro, 2004.

GRECO, J. A. S. – Avaliação da influência de alguns fatores nas propriedades mecânicas de misturas asfálticas densas, à luz da técnica de planejamento e análise de experimentos fatoriais fracionários assimétricos. Tese de doutorado. Universidade de São Carlos, 2004.

IME – Instituto Militar de Engenharia. Disponível em: <http://transportes.ime.eb.br/MATERIAL%20DE%20PESQUISA/LABOTATORIO/LAB%20LIGANTES/03_ensaios_cimento_asfaltico_04.htm>. Acesso em: 31/01/2012 às 10:22 hs.

IMPERPAV Projetos e consultoria - Estudo comparativo: CAP 30-45 e CAP 50-70 Sua utilização em revestimentos asfálticos. Relatório Técnico. Editora ABCR, 2008.

IntegraBase & Nanotechnology: Modifying Asphalt on a Molecular Level. Resperion Whitepaper (Road Engineering Solutions). November 2008.

JAHROMI, S. G.; ANDALIBIZADE, B. e VOSSOUGH, S. - Engineering properties of nanoclay modified asphalt concrete mixtures. The Arabian Journal for Science and Engineering, Volume 35, Number 1B, 2010.

JAHROMI, S. G.; KHODAII, A. - Effects of nanoclay on rheological properties of bitumen binder - Construction and Building Materials, 2009.

LEITE, L. F. M. - Estudos de preparo e caracterização de asfaltos modificados por polímeros. Tese de Doutorado - Instituto de Macromoléculas Professora Eloísa Mano - Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1999.

LIBERATORI, L. A., CONSTANTINO, R. S. – Melhoradores de adesividade para misturas asfálticas. Instituto Brasileiro de Petróleo e Gás – IBP. 2006.

LIU, H.; JUN HAN, S. - Comparison on rheological properties of origin and layered nanomontmorillonite modified asphalt binder. National Natural Science Foundation of China, 2010.

LUCENA, L. C. F. L. - Verificação da influência do uso de resíduos industriais como filer em misturas asfálticas sob o efeito da presença d'água. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Campina Grande, 2009.

LUTIF, J. E. S.; KIM, Y. R.; SOARES, J. B. - Influência do método de adição de cal hidratada em misturas asfálticas para reduzir os danos devido à umidade em pavimentos Flexíveis. XXII Congresso da ANPET PP 486-497. 2008.

MARQUES, G. L. O. – Utilização do módulo de resiliência como critério de dosagem de mistura asfáltica; efeito da compactação por impacto e giratória. Tese de doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2004.

MEDINA, J.; MOTTA L. M. G. - Mecânica dos Pavimentos. 2ª Edição, Rio de Janeiro - RJ, Editora UFRJ, 2005.

MEHTA, P. K. MONTEIRO J. M. - Concreto: Microestrutura, propriedades e materiais. 3ª Edição. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2008.

MEIRA, J. M. L. – Argilas: o que são, suas propriedades e classificações. Visa consultores, Comunicações Técnicas. Janeiro de 2001.

MOMM, L., Estudo dos efeitos da Granulometria sobre a macrotextura superficial do Concreto Asfáltico e seu comportamento mecânico. Tese de doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1998.

MOTHÉ, M. G. - Estudo do Comportamento de Ligantes Asfálticos por Reologia e Análise Térmica. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2009.

MOTTA, L. M. G.; TONIAL, I.; LEITE, L. M.; CONSTANTINO, R. S. – Princípios do projeto e análise SUPERPAVE de Misturas Asfálticas. PETROBRÁS/CENPES. Rio de Janeiro, 1996.

PAIVA, L. B.; MORALES, A. R.; DIAZ, F. R. V - Argilas organofílicas: características, metodologias de preparação, compostos de intercalação e técnicas de caracterização *Cerâmica*, vol.54, n.330. São Paulo, 2008.

REDE RODOVIÁRIA DO SNV – Sistema Nacional de Viação. DNIT: Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes. Disponível em: <http://www.dnit.gov.br/plano-nacional-de-viacao/snv-versao-para-impressao->

pdf/SNV2011_SF_Internet_Impressao1.pdf/view?searchterm=snv. Acesso em 14/12/11 às 21:15 hs.

ROBERTS, F. L.; KANDHAL, P.S.; BROWN, E.R.; LEE, D-Y, KENNEDY, T.W. - Hot mix asphalt materials, mixture design and construction, 2nd ed. Lanham, MD, NAPA Research and Education Foundation, 1996.

SILVA, A. A. - Estudo das propriedades físicas, de estado e mecânicas de misturas asfálticas para os revestimentos de pistas de aeródromos. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Campina Grande, 2011.

SILVA, A. R. V.; FERREIRA, H. C. - Esmectitas organofílicas: conceitos, estruturas, propriedades, síntese, usos industriais e produtores/fornecedores nacionais e internacionais. Revista Eletrônica de Materiais e Processos, 2008.

SNV – Sistema Nacional de Viação. Resumo Federal, Estadual e municipal das redes pavimentadas e não-pavimentadas. Fonte: DNIT, Outubro de 2011. Disponível em: <<http://www.dnit.gov.br/plano-nacional-de-viacao>> Acesso em: 15/12/2011 às 14:50 hs.

TAVARES, A. R.; COUTINHO NETO, B.; NASSER, R. H. Avaliação de Misturas Asfálticas com Seixo e Brita do estado do Pará utilizando o Ensaio de Dano por Umidade Induzida. Traços (UNAMA), v. 9, p. 83-95, 2007.

TEIXEIRA, M.C; MARTIN, M. M.; GARCIA, T. J. M.; BERKES, T. M. S. - Materiais Betuminosos para Pavimentação. Trabalho PCC-339. São Paulo, 2000.

YU, J.; ZENG, X.; WU, S.; WANG, L.; LIU, G. - Preparation and properties of montmorillonite modified asphalts, Elsevier, Materials Science and Engineering A, 447, pp. 233-238, 2006.

YU, J.; FENG, P.; ZHANG, H.; WU, S. - Effects of organo-motmorillonite on aging properties of asphalt, Elsevier, Construction and Building Materials, pp. 2636 – 2640, 2009.

APÉNDICES

Apêndice A

Tabelas dos asfaltos modificados obtidos pelo viscosímetro Brookfield.

Apêndice B

Gráficos para determinação das temperaturas do ligante, de compactação e dos agregados para a dosagem SUPERPAVE.

Apêndice C

Relatório de cálculos dos ensaios do Módulo de Resiliência para corpos-de-prova compactados pela metodologia SUPERPAVE.

Apêndice D

Gráficos da Compactação por amassamento (SUPERPAVE).

Apêndice A

Tabelas dos asfaltos modificados obtidos pelo viscosímetro Brookfield.

Rheocalc V3.3 Build 49-1**Brookfield Engineering Labs**

File: E:\KARINE\CAP + ARGILA\ARGILA -2% - AMOSTRA 1 - 130911 TARDE.DB

Test Date: 14/9/2011 Test Time: 15:16:37

Model: RV

Spindle: SC4-21

Sample Name: (Sample)

#	Viscosity (cP)	Speed (RPM)	% Torque (%)	Shear Stress (D/cm ²)	Shear Rate (1/sec)	Temperature (°C)	Bath (°C)	Time Interval (mm:ss.t)
1	539,00	20,00	23,7	101,21	18,60	134,7	135,0	00:22:57,0
2	262,00	50,00	28,8	123,92	46,50	149,7	149,9	00:39:07,1
3	95,00	100,00	20,9	91,19	93,00	176,4	176,8	00:40:25,5

Rheocalc V3.3 Build 49-1**Brookfield Engineering Labs**

File: E:\KARINE\CAP + ARGILA\ARGILA -2% - AMOSTRA 2 - 130911 TARDE.DB

Test Date: 14/9/2011 Test Time: 15:19:30

Model: RV

Spindle: SC4-21

Sample Name: (Sample)

#	Viscosity (cP)	Speed (RPM)	% Torque (%)	Shear Stress (D/cm ²)	Shear Rate (1/sec)	Temperature (°C)	Bath (°C)	Time Interval (mm:ss.t)
1	536,00	20,00	21,5	99,98	18,60	134,8	135,1	00:20:05,2
2	260,00	50,00	26,2	121,37	46,50	149,7	149,9	00:39:04,9
3	93,00	100,00	18,8	87,42	93,00	176,4	176,8	00:40:26,1

Rheocalc V3.3 Build 49-1				Brookfield Engineering Labs				
File: E:\KARINE\CAP + ARGILA\ARGILA -3% - AMOSTRA2.DB								
Test Date: 17/8/2011 Test Time: 09:18:26				Model: RV		Spindle: SC4-21		
Sample Name: (Sample)								
#	Viscosity (cP)	Speed (RPM)	% Torque (%)	Shear Stress (D/cm ²)	Shear Rate (1/sec)	Temperature (°C)	Bath (°C)	Time Interval (mm:ss.t)
1	572,50	20,00	22,9	106,49	18,60	135,2	134,9	00:20:01,7
2	278,00	50,00	27,8	129,27	46,50	150,2	150,0	00:38:17,6
3	98,00	100,00	19,6	91,14	93,00	177,1	177,0	00:39:33,7

Rheocalc V3.3 Build 49-1				Brookfield Engineering Labs				
File: E:\KARINE\CAP + ARGILA\ARGILA -3% - AMOSTRA1.DB								
Test Date: 17/8/2011 Test Time: 09:21:32				Model: RV		Spindle: SC4-21		
Sample Name: (Sample)								
#	Viscosity (cP)	Speed (RPM)	% Torque (%)	Shear Stress (D/cm ²)	Shear Rate (1/sec)	Temperature (°C)	Bath (°C)	Time Interval (mm:ss.t)
1	597,50	20,00	23,9	111,14	18,60	134,8	135,2	00:23:34,6
2	288,00	50,00	28,8	133,92	46,50	149,8	150,0	00:39:07,2
3	102,00	100,00	20,4	94,86	93,00	176,4	176,8	00:41:09,4

Rheocalc V3.3 Build 49-1

Brookfield Engineering Labs

File: E:\KARINE\CAP + ARGILA\ARGILA - 48 - AMOSTRA1.DB

Test Date: 18/8/2011 **Test Time:** 15:09:40

Model: RV

Spindle: SC4-21

Sample Name: (Sample)

#	Viscosity (cP)	Speed (RPM)	% Torque (%)	Shear Stress (D/cm ²)	Shear Rate (1/sec)	Temperature (°C)	Bath (°C)	Time Interval (mm:ss.t)
1	642,50	20,00	25,7	119,51	18,60	134,6	134,9	00:23:38,4
2	311,00	50,00	31,1	144,62	46,50	149,7	149,9	00:39:04,7
3	110,50	100,00	22,1	102,77	93,00	176,7	177,1	00:40:28,1

Rheocalc V3.3 Build 49-1

Brookfield Engineering Labs

File: E:\KARINE\CAP + ARGILA\ARGILA - 48 - AMOSTRA2.DB

Test Date: 18/8/2011 **Test Time:** 15:11:50

Model: RV

Spindle: SC4-21

Sample Name: (Sample)

#	Viscosity (cP)	Speed (RPM)	% Torque (%)	Shear Stress (D/cm ²)	Shear Rate (1/sec)	Temperature (°C)	Bath (°C)	Time Interval (mm:ss.t)
1	620,00	20,00	24,8	115,32	18,60	135,2	134,9	00:20:02,7
2	302,00	50,00	30,2	140,43	46,50	150,0	149,8	00:38:19,8
3	107,50	100,00	21,5	99,98	93,00	177,2	177,0	00:39:34,4

Rheocalc V3.3 Build 49-1				Brookfield Engineering Labs				
File: E:\KARINE\CAP + ARGILA\ARGILA PURA -2% - AMOSTRA 1.DB								
Test Date: 15/9/2011 Test Time: 11:10:19				Model: RV		Spindle: SC4-21		
Sample Name: (Sample)								
#	Viscosity (cP)	Speed (RPM)	% Torque (%)	Shear Stress (D/cm ²)	Shear Rate (1/sec)	Temperature (°C)	Bath (°C)	Time Interval (mm:ss.t)
1	466,00	20,00	18,1	84,17	18,60	134,6	134,9	00:20:13,9
2	221,50	50,00	22,0	102,30	46,50	150,0	150,2	00:39:03,1
3	79,00	100,00	16,0	74,40	93,00	176,6	177,0	00:41:05,8

Rheocalc V3.3 Build 49-1				Brookfield Engineering Labs				
File: E:\KARINE\CAP + ARGILA\ARGILA PURA -2% - AMOSTRA 2.DB								
Test Date: 15/9/2011 Test Time: 11:10:19				Model: RV		Spindle: SC4-21		
Sample Name: (Sample)								
#	Viscosity (cP)	Speed (RPM)	% Torque (%)	Shear Stress (D/cm ²)	Shear Rate (1/sec)	Temperature (°C)	Bath (°C)	Time Interval (mm:ss.t)
1	469,00	20,00	18,3	86,03	18,60	135,2	135,0	00:20:01,6
2	224,50	50,00	22,3	105,10	46,50	150,3	150,1	00:38:19,1
3	77,00	100,00	15,6	70,68	93,00	177,1	176,8	00:39:33,7

Rheocalc V3.3 Build 49-1				Brookfield Engineering Labs				
File: E:\KARINE\CAP + ARGILA\ARGILA PURA - 3% - AMOSTRA 1.DB								
Test Date: 23/9/2011 Test Time: 09:59:17				Model: RV		Spindle: SC4-21		
Sample Name: (Sample)								
#	Viscosity (cP)	Speed (RPM)	% Torque (%)	Shear Stress (D/cm ²)	Shear Rate (1/sec)	Temperature (°C)	Bath (°C)	Time Interval (mm:ss.t)
1	475,00	20,00	19,0	88,35	18,60	134,9	135,1	00:20:02,1
2	231,00	50,00	23,1	107,42	46,50	150,0	150,2	00:39:08,3
3	81,00	100,00	16,2	75,33	93,00	176,8	177,1	00:40:27,4

Rheocalc V3.3 Build 49-1				Brookfield Engineering Labs				
File: E:\KARINE\CAP + ARGILA\ARGILA PURA - 3% - AMOSTRA 2.DB								
Test Date: 23/9/2011 Test Time: 10:00:29				Model: RV		Spindle: SC4-21		
Sample Name: (Sample)								
#	Viscosity (cP)	Speed (RPM)	% Torque (%)	Shear Stress (D/cm ²)	Shear Rate (1/sec)	Temperature (°C)	Bath (°C)	Time Interval (mm:ss.t)
1	465,00	20,00	18,6	86,49	18,60	135,4	135,2	00:20:01,7
2	229,00	50,00	22,9	106,49	46,50	150,4	150,2	00:38:20,3
3	79,50	100,00	15,9	73,94	93,00	177,4	177,2	00:39:35,2

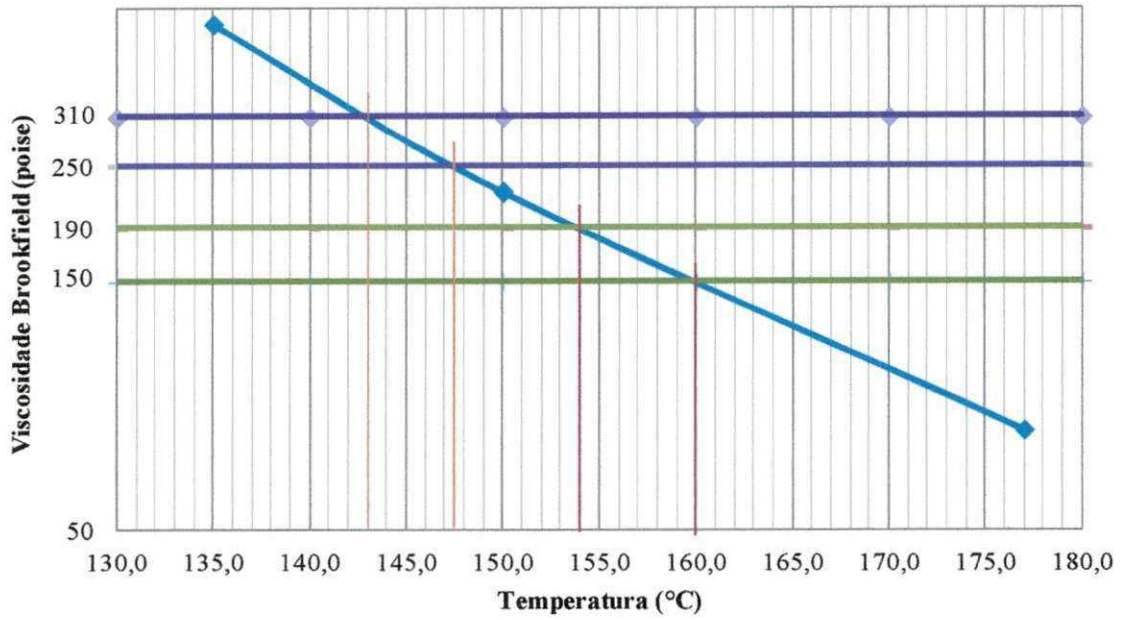
Rheocalc V3.3 Build 49-1				Brookfield Engineering Labs				
File: E:\KARINE\CAP + ARGILA\ARGILA PURA - 48 - AMOSTRA 1.DB								
Test Date: 21/9/2011 Test Time: 11:18:45				Model: RV		Spindle: SC4-21		
Sample Name: (Sample)								
#	Viscosity (cP)	Speed (RPM)	% Torque (%)	Shear Stress (D/cm ²)	Shear Rate (1/sec)	Temperature (°C)	Bath (°C)	Time Interval (mm:ss.t)
1	486,50	20,00	19,5	90,20	18,60	135,3	135,1	00:20:01,7
2	238,00	50,00	23,7	110,42	46,50	150,3	150,1	00:38:19,1
3	83,00	100,00	16,3	77,10	93,00	177,1	176,9	00:39:32,8

Rheocalc V3.3 Build 49-1				Brookfield Engineering Labs				
File: E:\KARINE\CAP + ARGILA\ARGILA PURA - 48 - AMOSTRA 2.DB								
Test Date: 21/9/2011 Test Time: 11:21:20				Model: RV		Spindle: SC4-21		
Sample Name: (Sample)								
#	Viscosity (cP)	Speed (RPM)	% Torque (%)	Shear Stress (D/cm ²)	Shear Rate (1/sec)	Temperature (°C)	Bath (°C)	Time Interval (mm:ss.t)
1	488,50	20,00	22,6	91,16	18,60	135,4	135,1	00:20:04,7
2	236,00	50,00	27,6	110,00	46,50	150,1	149,9	00:38:16,7
3	80,00	100,00	19,6	74,50	93,00	177,1	176,9	00:39:27,9

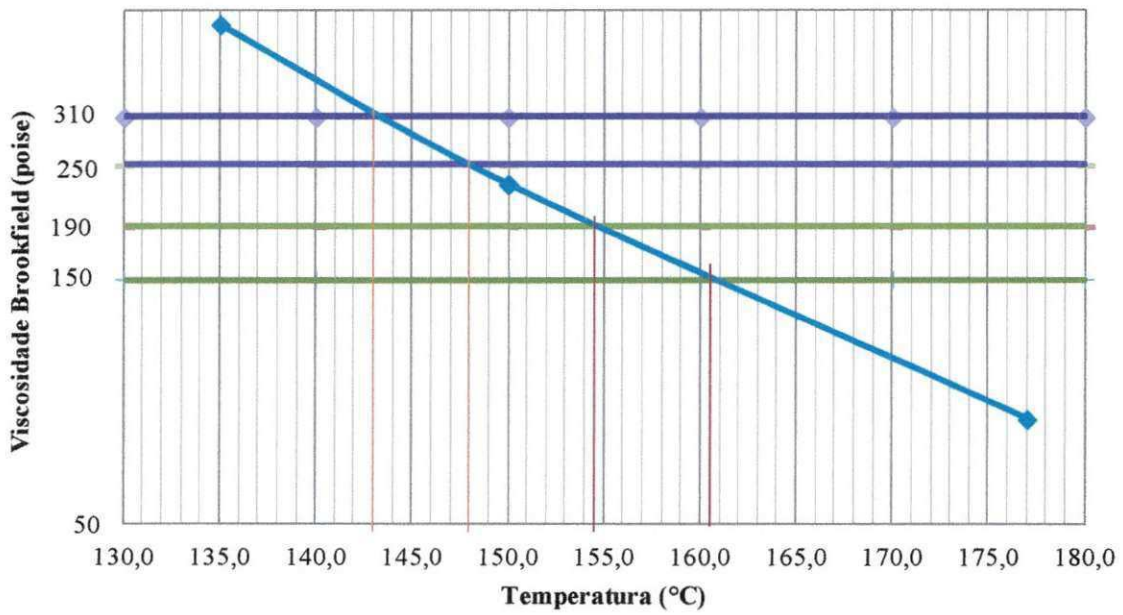
Apêndice B

Gráficos para determinação das temperaturas do ligante, de compactação e dos agregados para a dosagem SUPERPAVE.

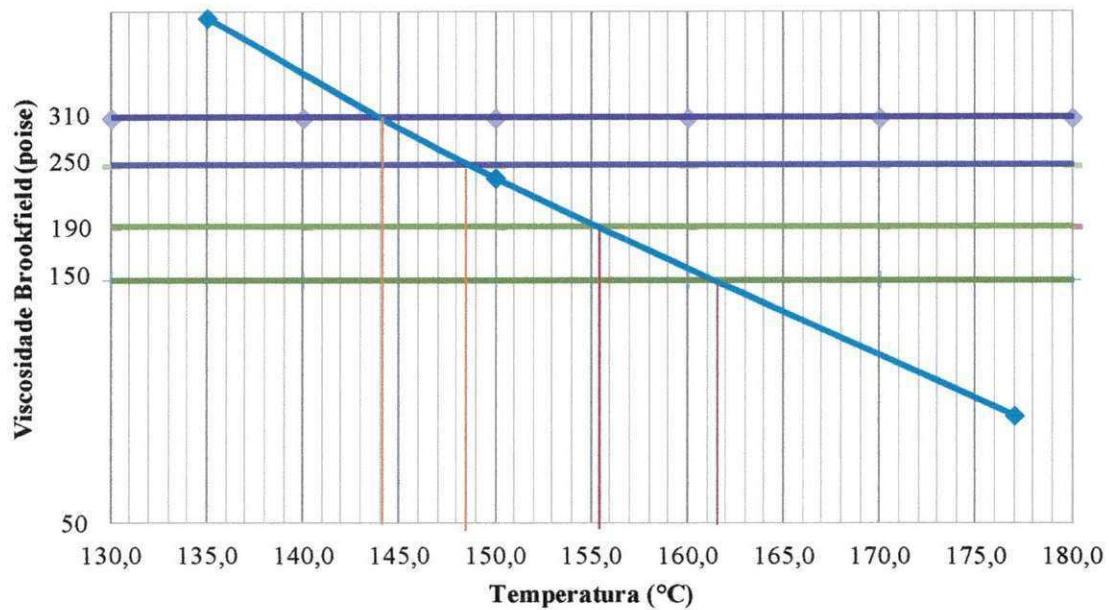
Viscosidade Brookfield - CAP + ARG PURA 2%



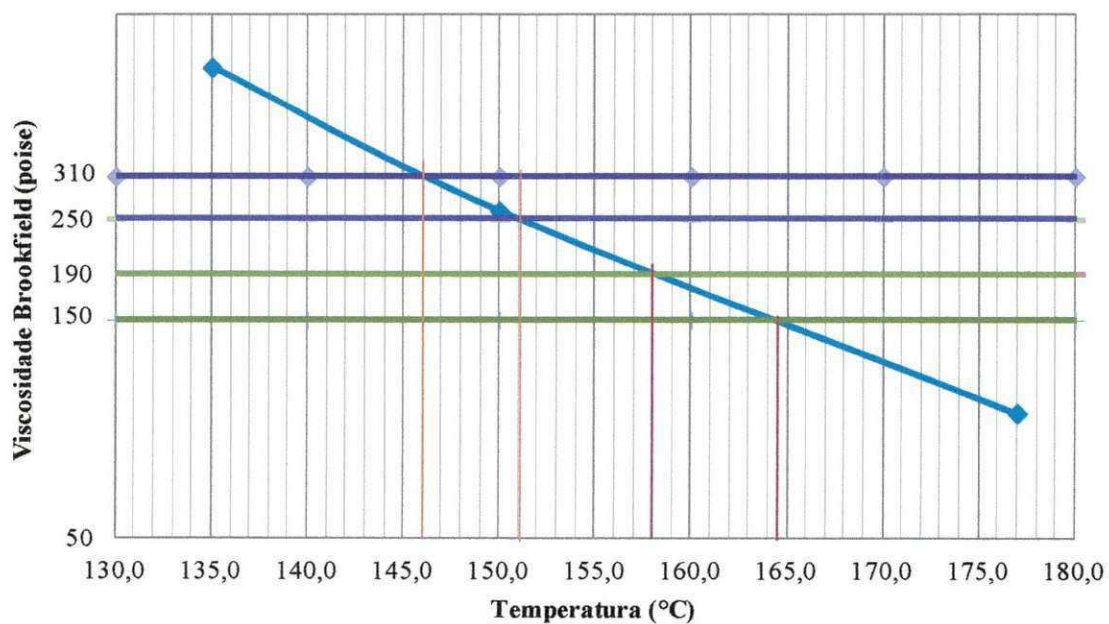
Viscosidade Brookfield - CAP + ARG PURA 3%



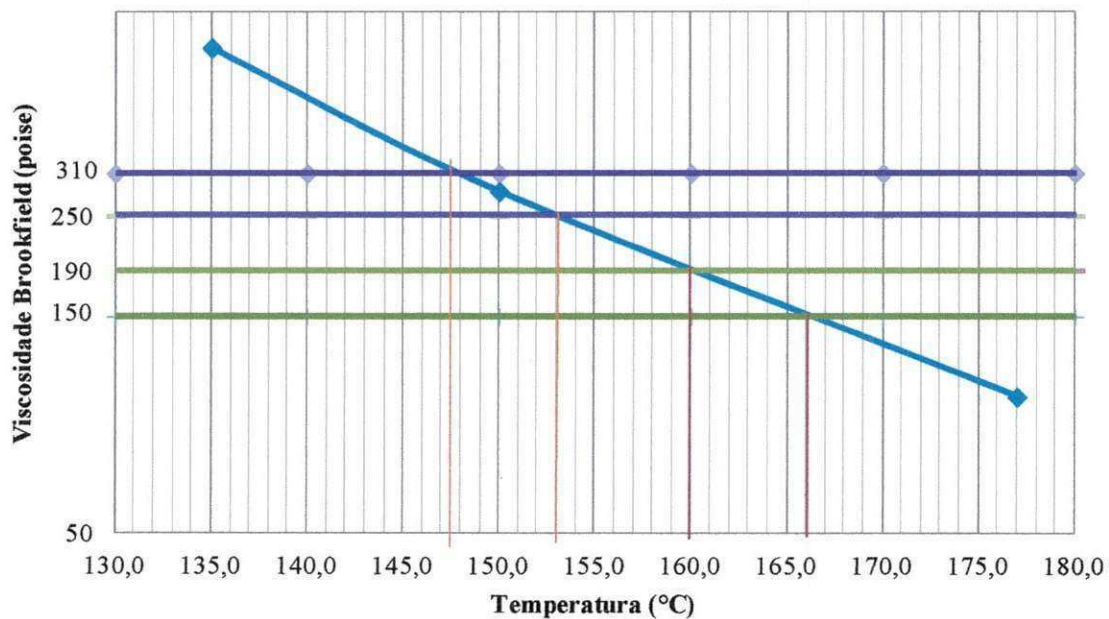
Viscosidade Brookfield - CAP + ARG PURA 4%



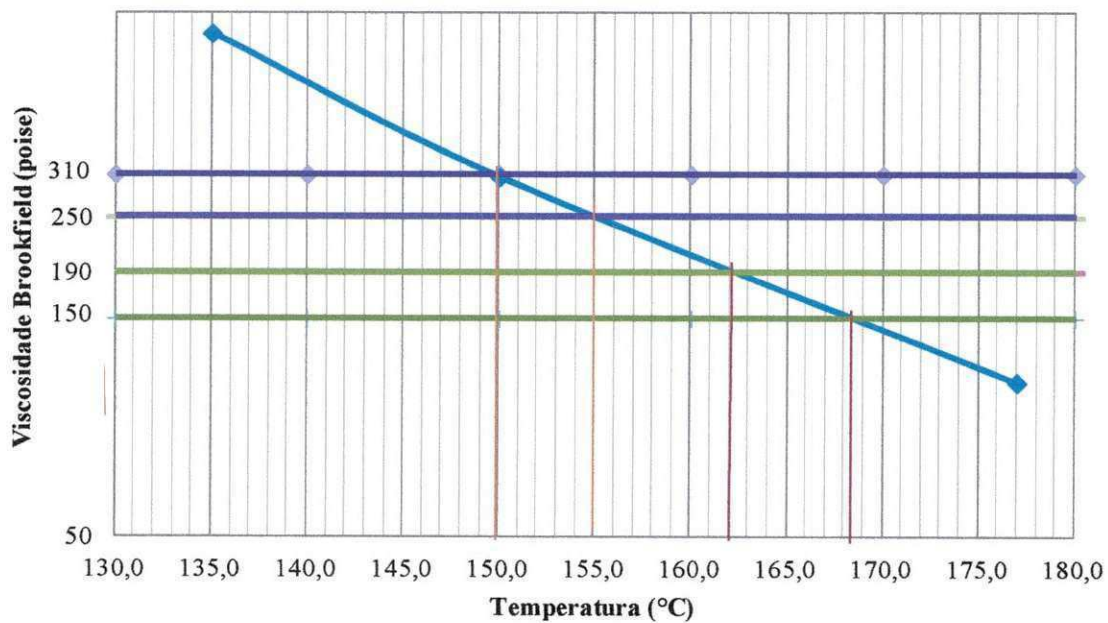
Viscosidade Brookfield - CAP + ARG MODIFICADA 2%



Viscosidade Brookfield - CAP + ARG MODIFICADA 3%



Viscosidade Brookfield - CAP + ARG MODIFICADA 4%



Apêndice C

Relatório de cálculos dos ensaios do Módulo de Resiliência para corpos-de-prova compactados pela metodologia SUPERPAVE.

Indirect Tensile Modulus Test

Test method: ASTM D4123-82 / AASHTO TP31 (horiz. lvdts only, assumed Poisson's ratio)

Data fileName: C:\Arimateia\Arimatéia 2012\Arquivos Temporários\Dissertação Karine-Arimatéia\Karine MÓDULO RESILIÊNCIA\Karine\CP:

Template file name: 122

Test date & time: 26/4/2012 12:00:30

Project: Karine

Operator: Lêda

Comments:

Setup Parameters

Target temperature (°C): 25
 Loading pulse width (ms): 100
 Pulse repetition period (ms): 1000
 Conditioning pulse count: 5

Peak loading force (N): 1170
 Estimated Poisson's ratio: 0.4

Seating force: AASHTO TP31 (10% of peak)

Specimen Information

Identification: CP2 - CAP PURO
 Remarks...

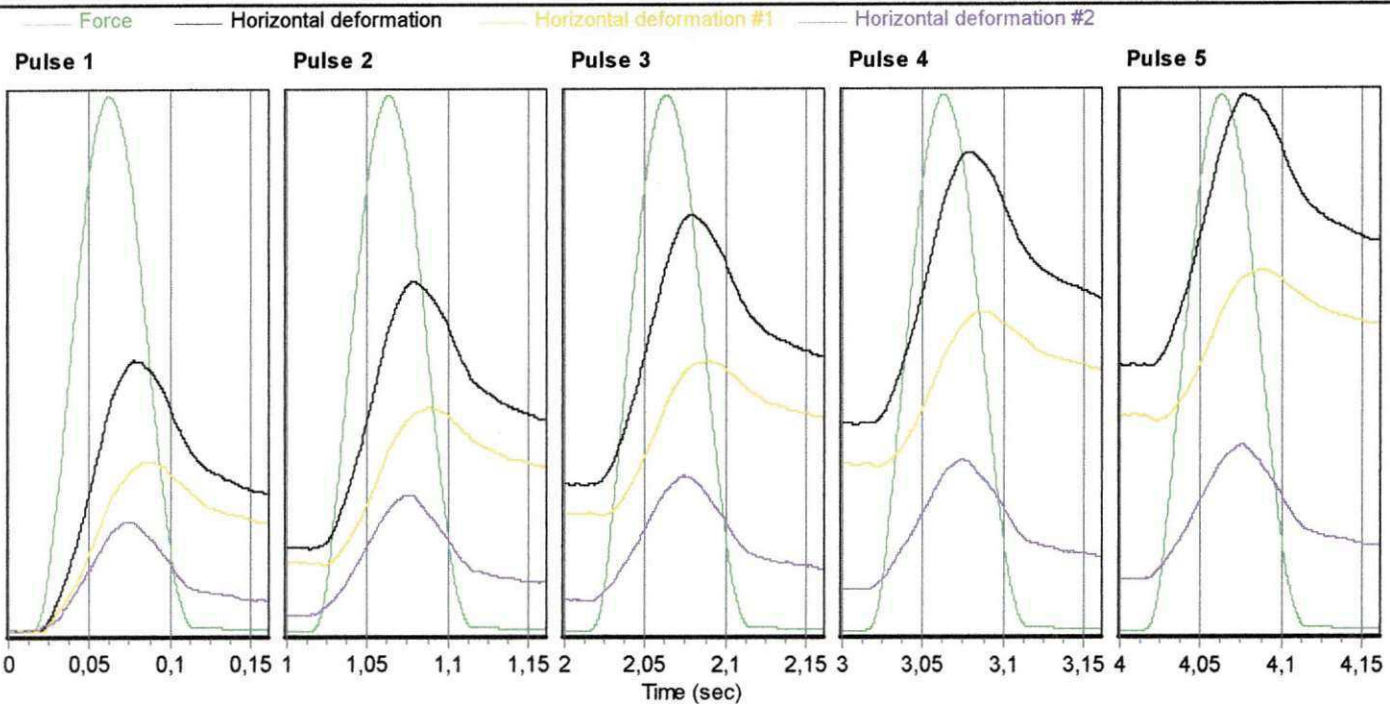
Dimensions	Point 1	Point 2	Point 3	Point 4	Point 5	Point 6	Average	Std Dev
Length (mm)	67,3	67,3	67,3				67,3	
Diameter (mm)	100,0	99,6	99,5				99,7	0,3

Cross-sectional area (mm²): 7806,9

Test Results

Conditioning pulses: 5
 Core temperature (°C): 29,4
 Skin temperature (°C): 29,4
 Perm't horiz'l defn/pulse (µm): 3,083000

	Pulse 1	Pulse 2	Pulse 3	Pulse 4	Pulse 5	Mean	Std. Dev.	%CV
Resilient modulus (MPa)	2544	2363	2293	2240	2204	2329	120,19	5,16
Total recoverable horiz. deform. (µm)	4,57	4,93	5,07	5,19	5,28	5,01	0,25	5,01
Peak loading force (N)	1167	1170	1168	1169	1169	1168	0,94	0,08
Recoverable horiz. deform. #1 (µm)	2,30	2,39	2,39	2,38	2,28	2,35	0,05	1,97
Recoverable horiz. deform. #2 (µm)	2,26	2,54	2,69	2,81	3,00	2,66	0,25	9,38
Seating force (N)	118	116	117	117	116	117	0,49	0,42



Indirect Tensile Modulus Test

Test method: ASTM D4123-82 / AASHTO TP31 (horiz. lvdts only, assumed Poisson's ratio)

Data fileName: C:\Arimateia\Arimateia 2012\Arquivos Temporários\Dissertação Karine-Arimateia\Karine MÓDULO RESILIÊNCIA\2% Argila

Template file name: 122

Test date & time: 10/5/2012 10:28:22

Project: Karine

Operator: Arimateia

Comments:

Setup Parameters

Target temperature (°C): 25
 Loading pulse width (ms): 100
 Pulse repetition period (ms): 1000
 Conditioning pulse count: 50

Peak loading force (N): 1180
 Estimated Poisson's ratio: 0.4

Seating force: AASHTO TP31 (10% of peak)

Specimen Information

Identification: 2% Argila Pura
 Remarks...

Dimensions	Point 1	Point 2	Point 3	Point 4	Point 5	Point 6	Average	Std Dev
Length (mm)	56,8	56,6	59,2	60,6			58,3	1,9
Diameter (mm)	100,7	100,3	100,3	100,6			100,5	0,2

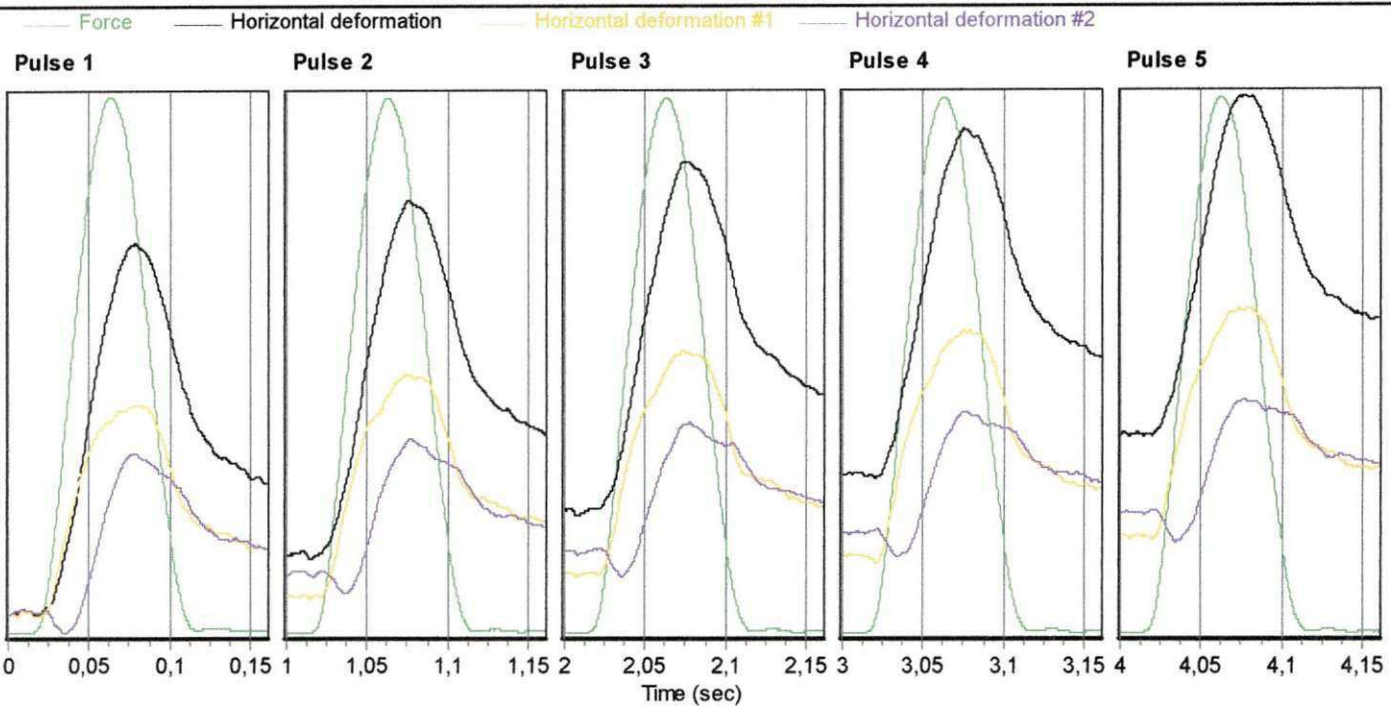
Cross-sectional area (mm²): 7928,8

Test Results

Conditioning pulses: 50
 Core temperature (°C): 29,4
 Skin temperature (°C): 29,4

Perm't horiz'l def'n/pulse (µm): 0,774200

	Pulse 1	Pulse 2	Pulse 3	Pulse 4	Pulse 5	Mean	Std. Dev.	%CV
Resilient modulus (MPa)	4875	4908	4864	4962	5022	4926	58,78	1,19
Total recoverable horiz. deform. (µm)	2,79	2,77	2,79	2,74	2,70	2,76	0,04	1,30
Peak loading force (N)	1185	1182	1181	1181	1179	1182	1,82	0,15
Recoverable horiz. deform. #1 (µm)	1,70	1,78	1,82	1,83	1,87	1,80	0,06	3,25
Recoverable horiz. deform. #2 (µm)	1,09	0,99	0,97	0,90	0,83	0,96	0,09	9,25
Seating force (N)	119	118	118	118	119	118	0,28	0,23



Indirect Tensile Modulus Test

Test method: ASTM D4123-82 / AASHTO TP31 (horiz. lvdts only, assumed Poisson's ratio)

Data fileName: C:\Arimateia\Arimatéia 2012\Arquivos Temporários\Dissertação Karine-Arimatéia\Karine MÓDULO RESILIÊNCIA\Karine\2%

Template file name: 122

Test date & time: 2/5/2012 15:10:28

Project:

Operator: leda

Comments:

Setup Parameters

Target temperature (°C): 25
 Loading pulse width (ms): 100
 Pulse repetition period (ms): 1000
 Conditioning pulse count: 5

Peak loading force (N): 1180
 Estimated Poisson's ratio: 0.4

Seating force: AASHTO TP31 (10% of peak)

Specimen Information

Identification: 2%Argila Pura
 Remarks...

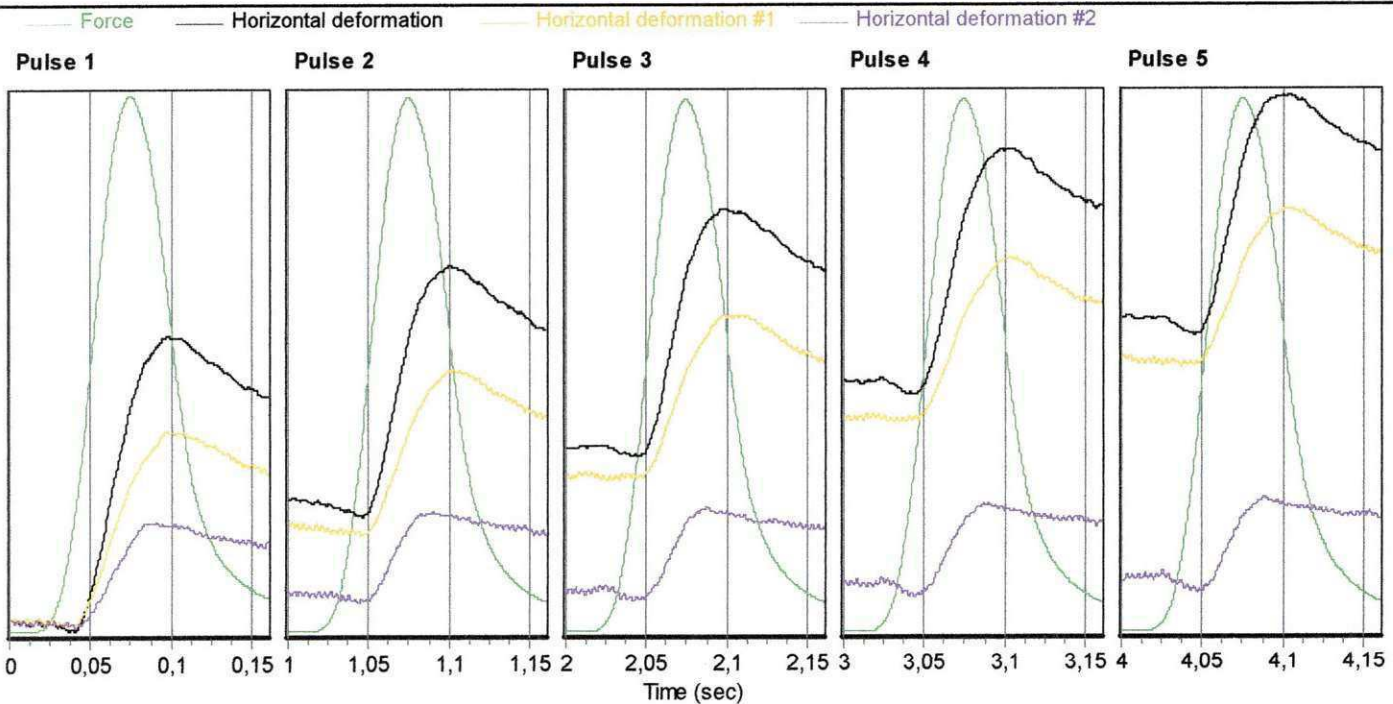
Dimensions	Point 1	Point 2	Point 3	Point 4	Point 5	Point 6	Average	Std Dev
Length (mm)	56,8	56,6	59,2	60,6			58,3	1,9
Diameter (mm)	100,7	100,3	100,3	100,6			100,5	0,2

Cross-sectional area (mm²): 7928,8

Test Results

Conditioning pulses: 5
 Core temperature (°C): 29,4
 Skin temperature (°C): 29,4
 Perm't horiz'l def'n/pulse (µm): 1,980000

	Pulse 1	Pulse 2	Pulse 3	Pulse 4	Pulse 5	Mean	Std. Dev.	%CV
Resilient modulus (MPa)	6087	5433	5766	5816	6080	5836	240,88	4,13
Total recoverable horiz. deform. (µm)	2,23	2,48	2,33	2,31	2,21	2,31	0,10	4,21
Peak loading force (N)	1180	1174	1170	1171	1169	1173	3,97	0,34
Recoverable horiz. deform. #1 (µm)	1,31	1,41	1,39	1,35	1,34	1,36	0,04	2,72
Recoverable horiz. deform. #2 (µm)	0,92	1,07	0,94	0,96	0,87	0,95	0,07	6,89
Seating force (N)	118	118	118	118	119	118	0,35	0,30



Indirect Tensile Modulus Test

Test method: ASTM D4123-82 / AASHTO TP31 (horiz. lvdts only, assumed Poisson's ratio)

Data file name: C:\Arimateia\Arimat6ia 2012\Arquivos Tempor6rios\Disserta76o Karine-Arimat6ia\Karine M6DULO RESILI6NCIA\3% Argila

Template file name: 122

Test date & time: 10/5/2012 10:36:14

Project: Karine

Operator: Arimat6ia

Comments:

Setup Parameters

Target temperature (°C): 25
 Loading pulse width (ms): 100
 Pulse repetition period (ms): 1000
 Conditioning pulse count: 50

Peak loading force (N): 1490
 Estimated Poisson's ratio: 0.4

Seating force: AASHTO TP31 (10% of peak)

Specimen Information

Identification: 3% Argila Pura
 Remarks...

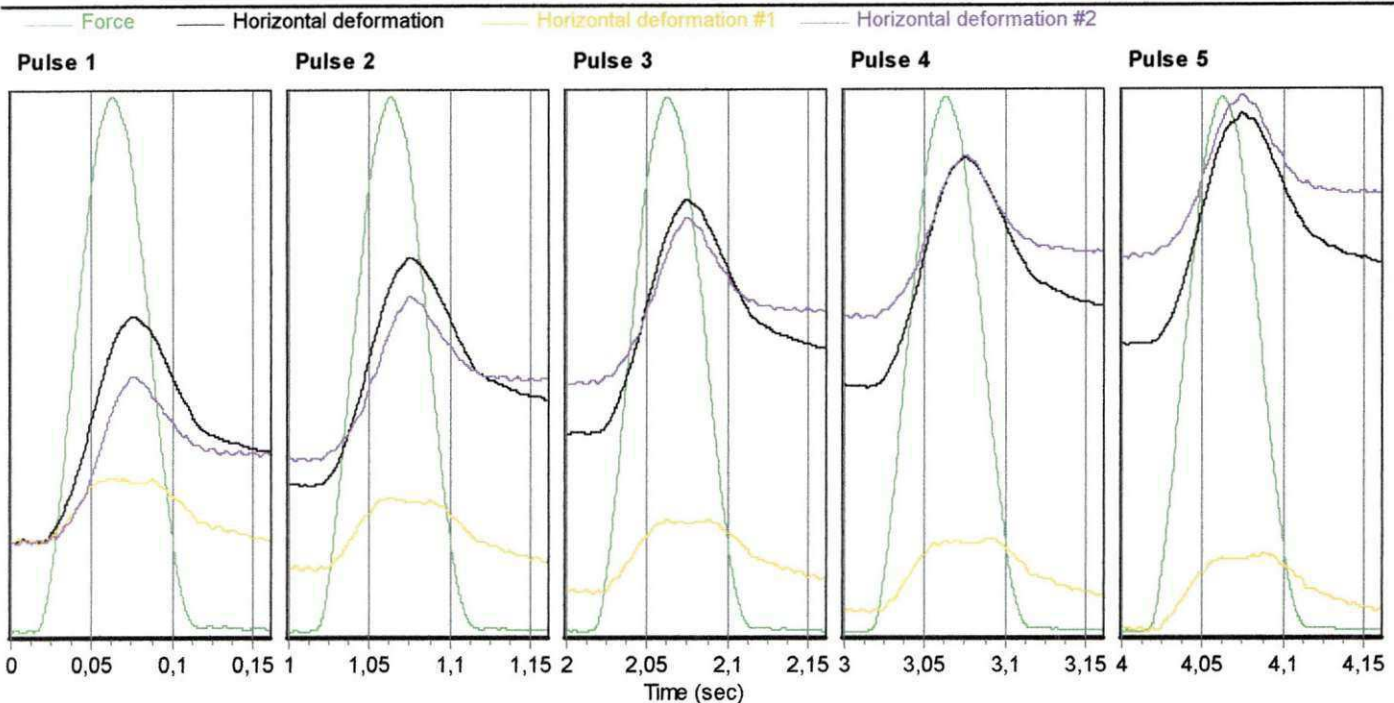
Dimensions	Point 1	Point 2	Point 3	Point 4	Point 5	Point 6	Average	Std Dev
Length (mm)	52,1	55,5	57,5	54,3			54,8	2,3
Diameter (mm)	100,2	100,3	100,1	100,4			100,3	0,1

Cross-sectional area (mm²): 7893,3

Test Results

Conditioning pulses: 50
 Core temperature (°C): 29,4
 Skin temperature (°C): 29,4
 Perm't horiz'l defn/pulse (µm): 2,468000

	Pulse 1	Pulse 2	Pulse 3	Pulse 4	Pulse 5	Mean	Std. Dev.	%CV
Resilient modulus (MPa)	4200	4006	3793	3766	3717	3896	181,36	4,65
Total recoverable horiz. deform. (µm)	4,36	4,56	4,80	4,84	4,90	4,69	0,20	4,33
Peak loading force (N)	1498	1497	1492	1492	1490	1494	2,97	0,20
Recoverable horiz. deform. #1 (µm)	2,25	2,30	2,27	2,19	2,20	2,24	0,04	1,84
Recoverable horiz. deform. #2 (µm)	2,11	2,26	2,54	2,65	2,70	2,45	0,23	9,30
Seating force (N)	149	148	150	149	149	149	0,58	0,39



Indirect Tensile Modulus Test

Test method: ASTM D4123-82 / AASHTO TP31 (horiz. lvdts only, assumed Poisson's ratio)

Data fileName: C:\Arimateia\Arimateia 2012\Arquivos Temporários\Dissertação Karine-Arimateia\Karine MÓDULO RESILIÊNCIA\Karine\3%

Template file name: 122

Test date & time: 2/5/2012 14:59:15

Project:

Operator: leda

Comments:

Setup Parameters

Target temperature (°C): 25
 Loading pulse width (ms): 100
 Pulse repetition period (ms): 1000
 Conditioning pulse count: 5

Peak loading force (N): 1490
 Estimated Poisson's ratio: 0.4

Seating force: AASHTO TP31 (10% of peak)

Specimen Information

Identification: 3%Argila Pura
 Remarks...

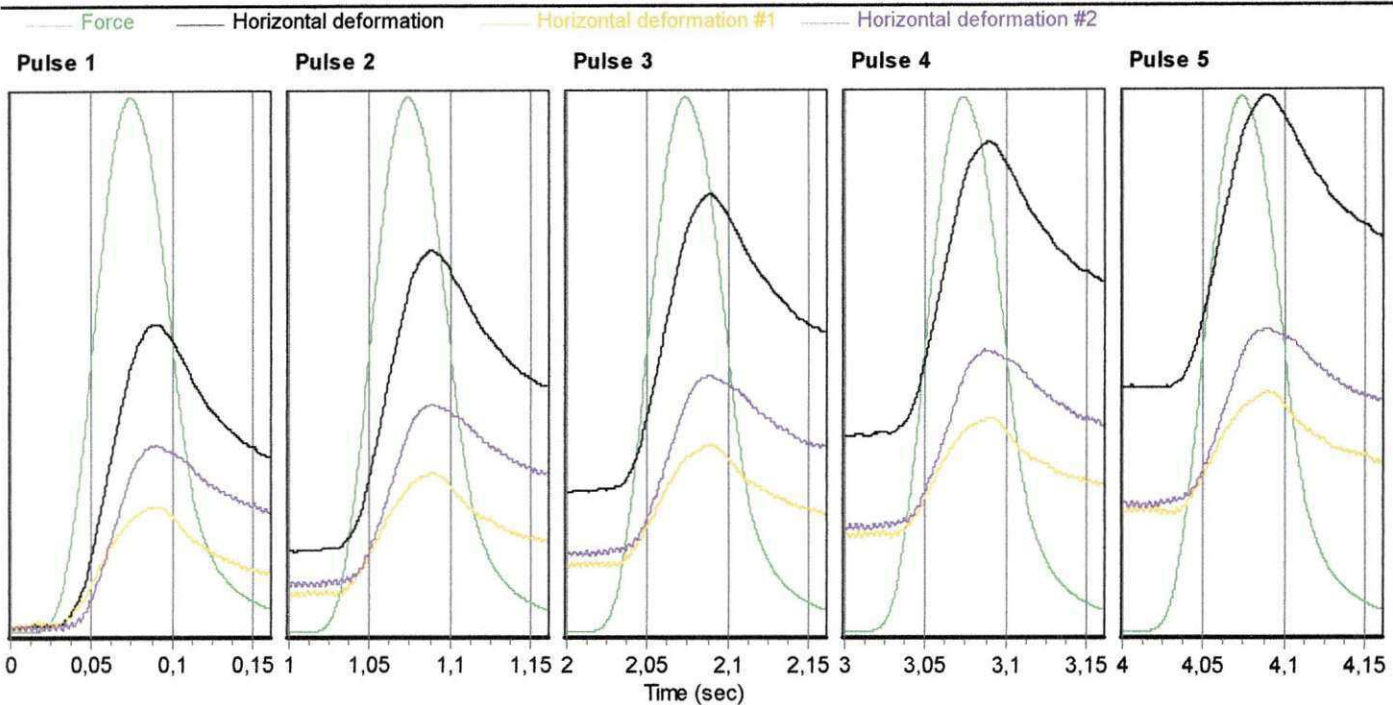
Dimensions	Point 1	Point 2	Point 3	Point 4	Point 5	Point 6	Average	Std Dev
Length (mm)	52,1	55,5	57,5	54,3			54,8	2,3
Diameter (mm)	100,2	100,3	100,1	100,4			100,3	0,1

Cross-sectional area (mm²): 7893,3

Test Results

Conditioning pulses: 5
 Core temperature (°C): 29,4
 Skin temperature (°C): 29,4
 Perm't horiz'l defn/pulse (µm): 2,129000

	Pulse 1	Pulse 2	Pulse 3	Pulse 4	Pulse 5	Mean	Std. Dev.	%CV
Resilient modulus (MPa)	4220	3970	3948	3906	3868	3982	123,86	3,11
Total recoverable horiz. deform. (µm)	4,28	4,55	4,57	4,62	4,67	4,54	0,14	3,02
Peak loading force (N)	1477	1480	1478	1476	1479	1478	1,28	0,09
Recoverable horiz. deform. #1 (µm)	1,64	1,76	1,71	1,76	1,77	1,73	0,05	2,84
Recoverable horiz. deform. #2 (µm)	2,63	2,79	2,87	2,85	2,90	2,81	0,09	3,37
Seating force (N)	149	149	149	149	148	149	0,37	0,25



Indirect Tensile Modulus Test

Test method: ASTM D4123-82 / AASHTO TP31 (horiz. lvdts only, assumed Poisson's ratio)

Data fileName: C:\Arimateia\Arimat ia 2012\Arquivos Tempor rios\Disserta o Karine-Arimat ia\Karine M DULO RESILI NCIA\Karine\4%

Template file name: 122

Test date & time: 2/5/2012 14:50:37

Project:

Operator: leda

Comments:

Setup Parameters

Target temperature ( C): 25
 Loading pulse width (ms): 100
 Pulse repetition period (ms): 1000
 Conditioning pulse count: 5

Peak loading force (N): 1393
 Estimated Poisson's ratio: 0.4

Seating force: AASHTO TP31 (10% of peak)

Specimen Information

Identification: 4%Argila Pura
 Remarks...

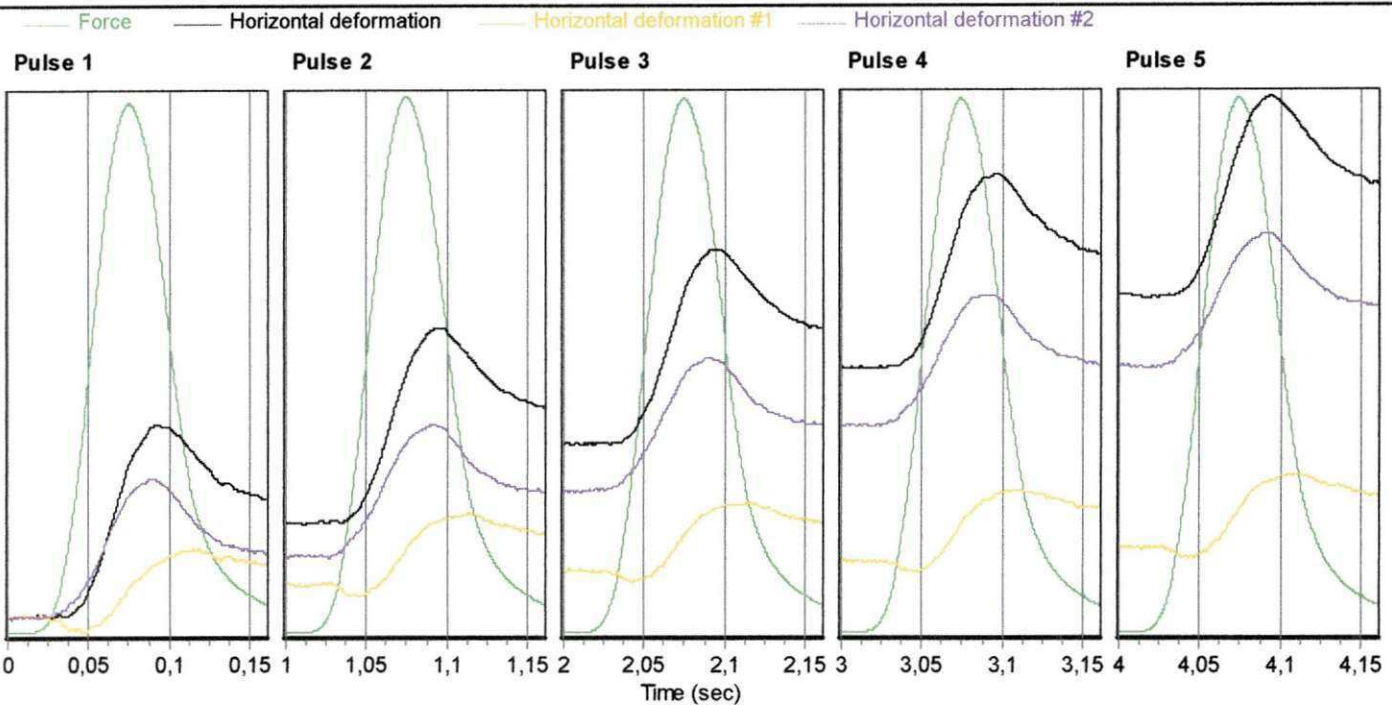
Dimensions	Point 1	Point 2	Point 3	Point 4	Point 5	Point 6	Average	Std Dev
Length (mm)	56,3	56,2	54,0	53,4			55,0	1,5
Diameter (mm)	100,0	100,6	100,2	99,7			100,1	0,4

Cross-sectional area (mm²): 7873,6

Test Results

Conditioning pulses: 5
 Core temperature ( C): 29,4
 Skin temperature ( C): 29,4
 Perm't horiz'l def'n/pulse ( m): 3,388000

	Pulse 1	Pulse 2	Pulse 3	Pulse 4	Pulse 5	Mean	Std. Dev.	%CV
Resilient modulus (MPa)	7921	6864	6650	6479	6024	6788	630,70	9,29
Total recoverable horiz. deform. (�m)	2,12	2,48	2,54	2,61	2,81	2,51	0,23	8,97
Peak loading force (N)	1377	1395	1388	1388	1388	1387	5,70	0,41
Recoverable horiz. deform. #1 (�m)	0,44	1,12	1,15	1,12	1,16	1,00	0,28	28,12
Recoverable horiz. deform. #2 (�m)	1,68	1,36	1,39	1,49	1,65	1,51	0,13	8,74
Seating force (N)	140	139	140	140	139	140	0,26	0,19



Indirect Tensile Modulus Test

Test method: ASTM D4123-82 / AASHTO TP31 (horiz. lvdts only, assumed Poisson's ratio)

Data fileName: C:\Arimateia\Arimateia 2012\Arquivos Temporários\Dissertação Karine-Arimateia\Karine MÓDULO RESILIÊNCIA\4% Argila

Template file name: 122

Test date & time: 10/5/2012 10:23:44

Project: Karine

Operator: Arimateia

Comments:

Setup Parameters

Target temperature (°C): 25
 Loading pulse width (ms): 100
 Pulse repetition period (ms): 1000
 Conditioning pulse count: 5

Peak loading force (N): 1393
 Estimated Poisson's ratio: 0.4

Seating force: AASHTO TP31 (10% of peak)

Specimen Information

Identification: 4% Argila Pura
 Remarks...

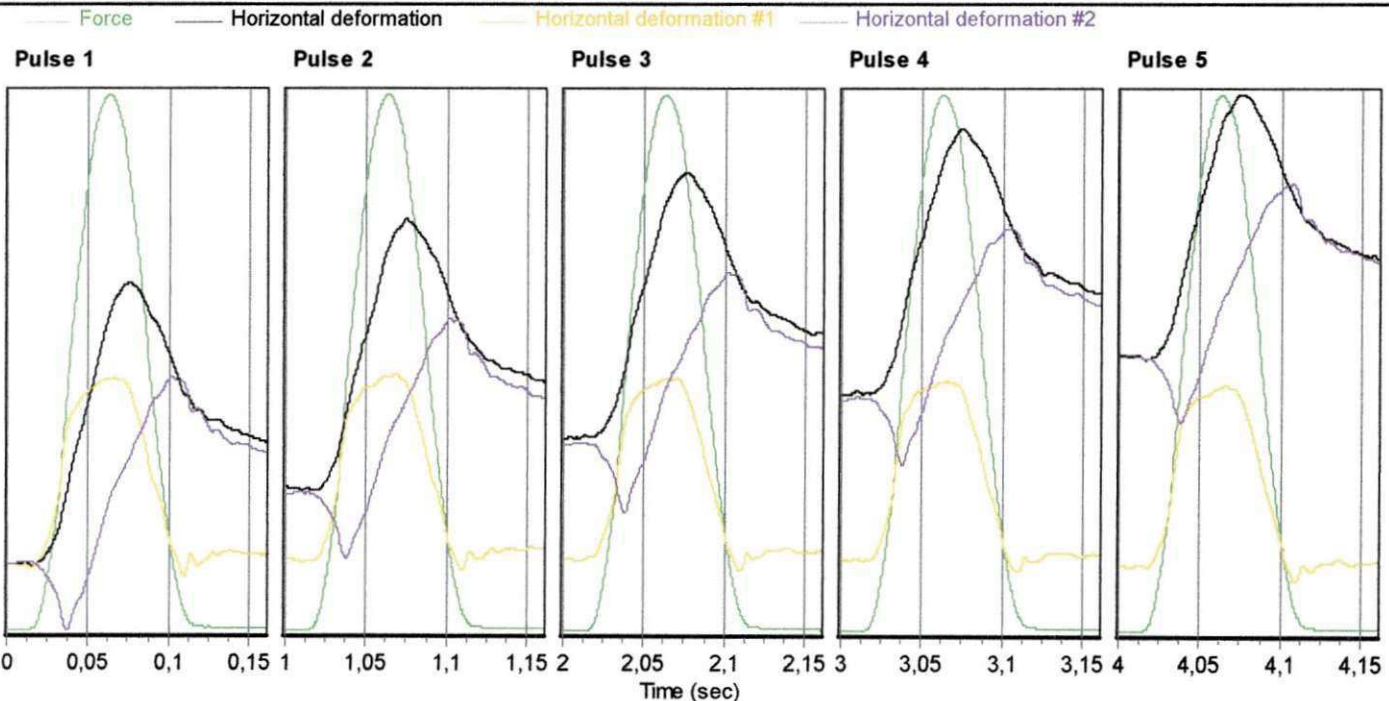
Dimensions	Point 1	Point 2	Point 3	Point 4	Point 5	Point 6	Average	Std Dev
Length (mm)	56,3	56,2	54,0	53,4			55,0	1,5
Diameter (mm)	100,0	100,6	100,2	99,7			100,1	0,4

Cross-sectional area (mm²): 7873,6

Test Results

Conditioning pulses: 5
 Core temperature (°C): 29,4
 Skin temperature (°C): 29,4
 Perm't horiz'l def'n/pulse (µm): 1,195000

	Pulse 1	Pulse 2	Pulse 3	Pulse 4	Pulse 5	Mean	Std. Dev.	%CV
Resilient modulus (MPa)	6907	6415	6368	6219	6360	6454	235,92	3,66
Total recoverable horiz. deform. (µm)	2,46	2,64	2,66	2,73	2,67	2,63	0,09	3,51
Peak loading force (N)	1392	1391	1390	1392	1391	1391	0,78	0,06
Recoverable horiz. deform. #1 (µm)	1,99	2,11	1,98	2,12	2,12	2,07	0,07	3,21
Recoverable horiz. deform. #2 (µm)	0,46	0,53	0,69	0,61	0,54	0,57	0,08	13,32
Seating force (N)	139	139	139	139	139	139	0,29	0,21



Indirect Tensile Modulus Test

Test method: ASTM D4123-82 / AASHTO TP31 (horiz. lvdts only, assumed Poisson's ratio)

Data fileName: C:\Arimateia\Arimateia 2012\Arquivos Temporários\Dissertação Karine-Arimateia\Karine MÓDULO RESILIÊNCIA\2% Argila

Template file name: 122

Test date & time: 10/5/2012 10:49:16

Project: Karine

Operator: Arimateia

Comments:

Setup Parameters

Target temperature (°C): 25
 Loading pulse width (ms): 100
 Pulse repetition period (ms): 1000
 Conditioning pulse count: 5

Peak loading force (N): 851
 Estimated Poisson's ratio: 0.4

Seating force: AASHTO TP31 (10% of peak)

Specimen Information

Identification: 2% Argila Modificada
 Remarks...

Dimensions	Point 1	Point 2	Point 3	Point 4	Point 5	Point 6	Average	Std Dev
Length (mm)	53,8	56,8	56,4	53,6			55,1	1,7
Diameter (mm)	100,2	99,9	99,6	100,3			100,0	0,3

Cross-sectional area (mm²): 7854,0

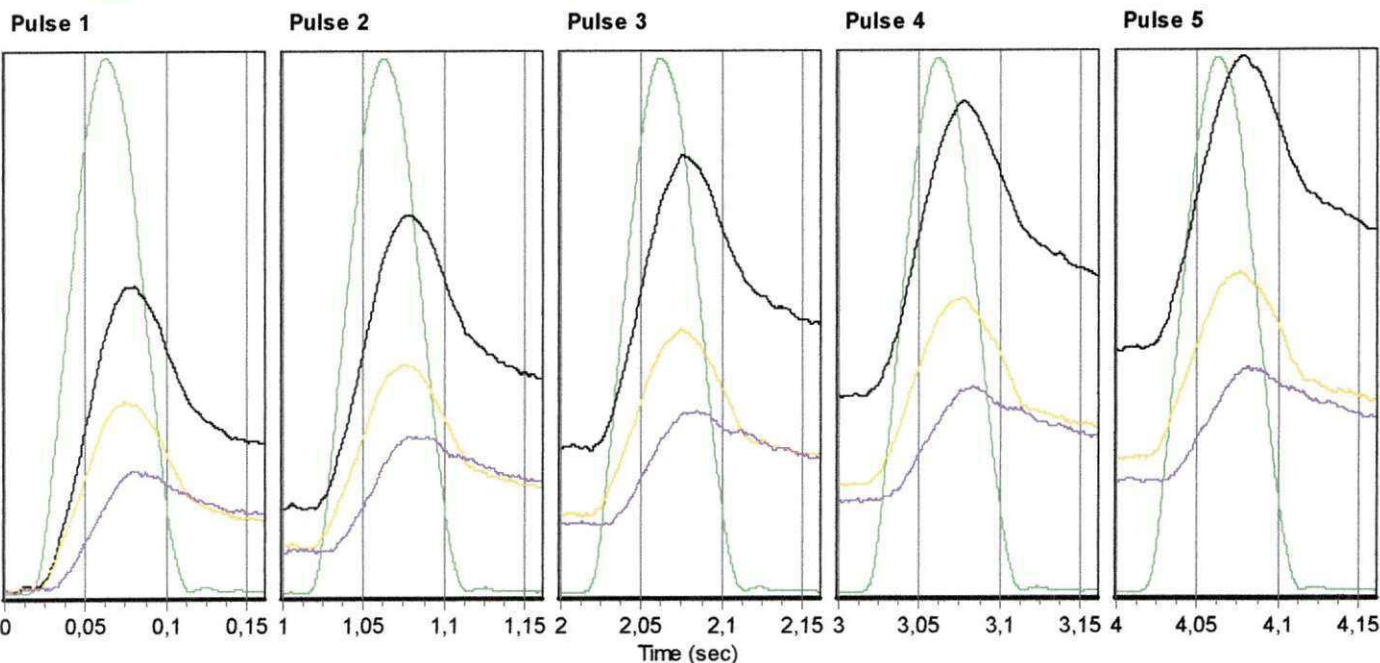
Test Results

Conditioning pulses: 5
 Core temperature (°C): 29,4
 Skin temperature (°C): 29,4

Perm't horiz'l defn/pulse (µm): 1,317000

	Pulse 1	Pulse 2	Pulse 3	Pulse 4	Pulse 5	Mean	Std. Dev.	%CV
Resilient modulus (MPa)	4001	3780	3673	3534	3545	3707	172,65	4,66
Total recoverable horiz. deform. (µm)	2,59	2,74	2,81	2,92	2,91	2,79	0,12	4,38
Peak loading force (N)	853	851	849	849	850	851	1,47	0,17
Recoverable horiz. deform. #1 (µm)	1,63	1,72	1,80	1,88	1,82	1,77	0,09	4,85
Recoverable horiz. deform. #2 (µm)	0,96	1,02	1,01	1,04	1,09	1,02	0,04	4,19
Seating force (N)	84	85	85	85	85	85	0,35	0,41

Force Horizontal deformation Horizontal deformation #1 Horizontal deformation #2



Indirect Tensile Modulus Test

Test method: ASTM D4123-82 / AASHTO TP31 (horiz. lvdts only, assumed Poisson's ratio)

Data fileName: C:\Arimateia\Arimat6ia 2012\Arquivos Tempor6rios\Disserta76o Karine-Arimat6ia\Karine M6DULO RESILI6NCIA\2% Argila

Template file name: 122

Test date & time: 10/5/2012 10:47:05

Project: Karine

Operator: Arimat6ia

Comments:

Setup Parameters

Target temperature (°C): 25
 Loading pulse width (ms): 100
 Pulse repetition period (ms): 1000
 Conditioning pulse count: 50

Peak loading force (N): 851
 Estimated Poisson's ratio: 0.4

Seating force: AASHTO TP31 (10% of peak)

Specimen Information

Identification: 2% Argila Modificada
 Remarks...

Dimensions	Point 1	Point 2	Point 3	Point 4	Point 5	Point 6	Average	Std Dev
Length (mm)	53,8	56,8	56,4	53,6			55,1	1,7
Diameter (mm)	100,2	99,9	99,6	100,3			100,0	0,3

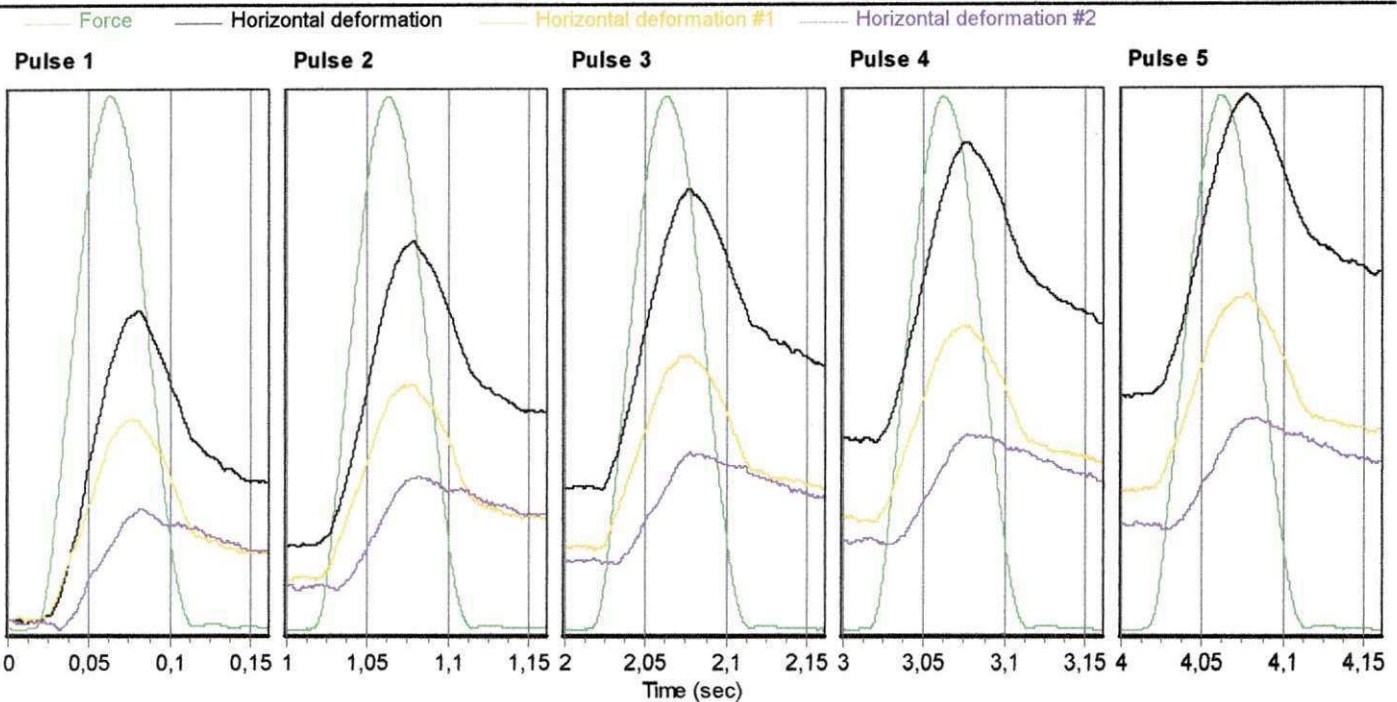
Cross-sectional area (mm²): 7854,0

Test Results

Conditioning pulses: 50
 Core temperature (°C): 29,4
 Skin temperature (°C): 29,4

Perm't horiz'l def'n/pulse (µm): 1,192000

	Pulse 1	Pulse 2	Pulse 3	Pulse 4	Pulse 5	Mean	Std. Dev.	%CV
Resilient modulus (MPa)	3946	3752	3702	3641	3574	3723	126,43	3,40
Total recoverable horiz. deform. (µm)	2,63	2,75	2,79	2,84	2,89	2,78	0,09	3,20
Peak loading force (N)	854	851	850	850	851	851	1,41	0,17
Recoverable horiz. deform. #1 (µm)	1,77	1,82	1,80	1,83	1,91	1,82	0,05	2,52
Recoverable horiz. deform. #2 (µm)	0,86	0,94	0,99	1,01	0,99	0,96	0,05	5,59
Seating force (N)	86	85	85	86	85	85	0,18	0,21



Indirect Tensile Modulus Test

Test method: ASTM D4123-82 / AASHTO TP31 (horiz. lvdts only, assumed Poisson's ratio)

Data fileName: C:\Arimateia\Arimateia 2012\Arquivos Temporários\Dissertação Karine-Arimateia\Karine MÓDULO RESILIÊNCIA\Karine\3%

Template file name: 122

Test date & time: 2/5/2012 16:12:20

Project:

Operator: leda

Comments:

Setup Parameters

Target temperature (°C): 25
 Loading pulse width (ms): 100
 Pulse repetition period (ms): 1000
 Conditioning pulse count: 5

Peak loading force (N): 1141
 Estimated Poisson's ratio: 0.4

Seating force: AASHTO TP31 (10% of peak)

Specimen Information

Identification: 3%Argila Modificado
 Remarks...

Dimensions	Point 1	Point 2	Point 3	Point 4	Point 5	Point 6	Average	Std Dev
Length (mm)	55,4	55,4	57,2	58,0			56,5	1,3
Diameter (mm)	100,5	99,9	100,2	100,0			100,2	0,3

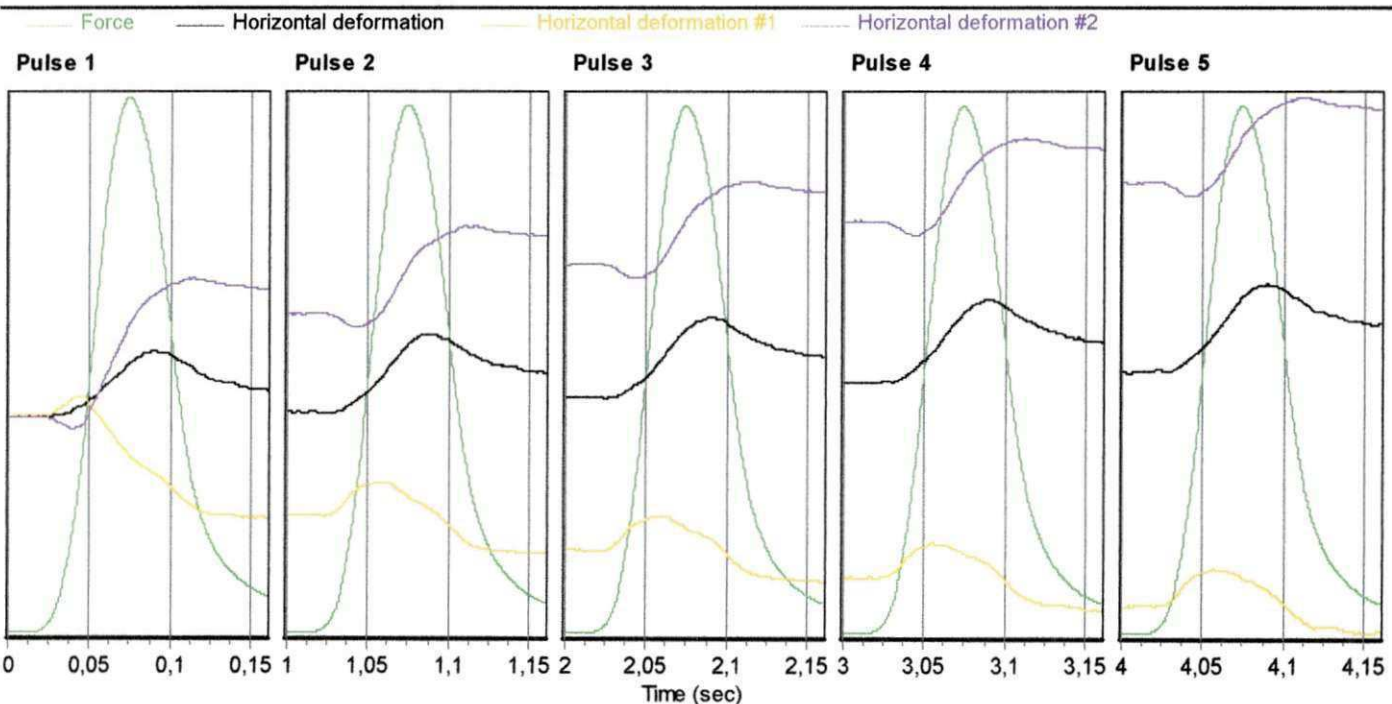
Cross-sectional area (mm²): 7877,6

Test Results

Conditioning pulses: 5
 Core temperature (°C): 29,4
 Skin temperature (°C): 29,4

Perm't horiz'l def'n/pulse (µm): 0,767200

	Pulse 1	Pulse 2	Pulse 3	Pulse 4	Pulse 5	Mean	Std. Dev.	%CV
Resilient modulus (MPa)	7520	7105	6765	6078	6397	6773	508,52	7,51
Total recoverable horiz. deform. (µm)	1,82	1,90	1,99	2,22	2,11	2,01	0,14	7,09
Peak loading force (N)	1153	1138	1135	1136	1136	1139	6,81	0,60
Recoverable horiz. deform. #1 (µm)	1,26	1,33	1,15	1,28	1,15	1,23	0,07	5,77
Recoverable horiz. deform. #2 (µm)	0,56	0,57	0,84	0,94	0,95	0,77	0,17	22,47
Seating force (N)	114	114	114	114	114	114	0,17	0,15



Indirect Tensile Modulus Test

Test method: ASTM D4123-82 / AASHTO TP31 (horiz. lvdts only, assumed Poisson's ratio)

Data fileName: C:\Arimateia\Arimateia 2012\Arquivos Temporários\Dissertação Karine-Arimateia\Karine MÓDULO RESILIÊNCIA\Karine\3%

Template file name: 122

Test date & time: 2/5/2012 16:13:22

Project:

Operator: leda

Comments:

Setup Parameters

Target temperature (°C): 25
 Loading pulse width (ms): 100
 Pulse repetition period (ms): 1000
 Conditioning pulse count: 5

Peak loading force (N): 1141
 Estimated Poisson's ratio: 0.4

Seating force: AASHTO TP31 (10% of peak)

Specimen Information

Identification: 3%Argila Modificado
 Remarks...

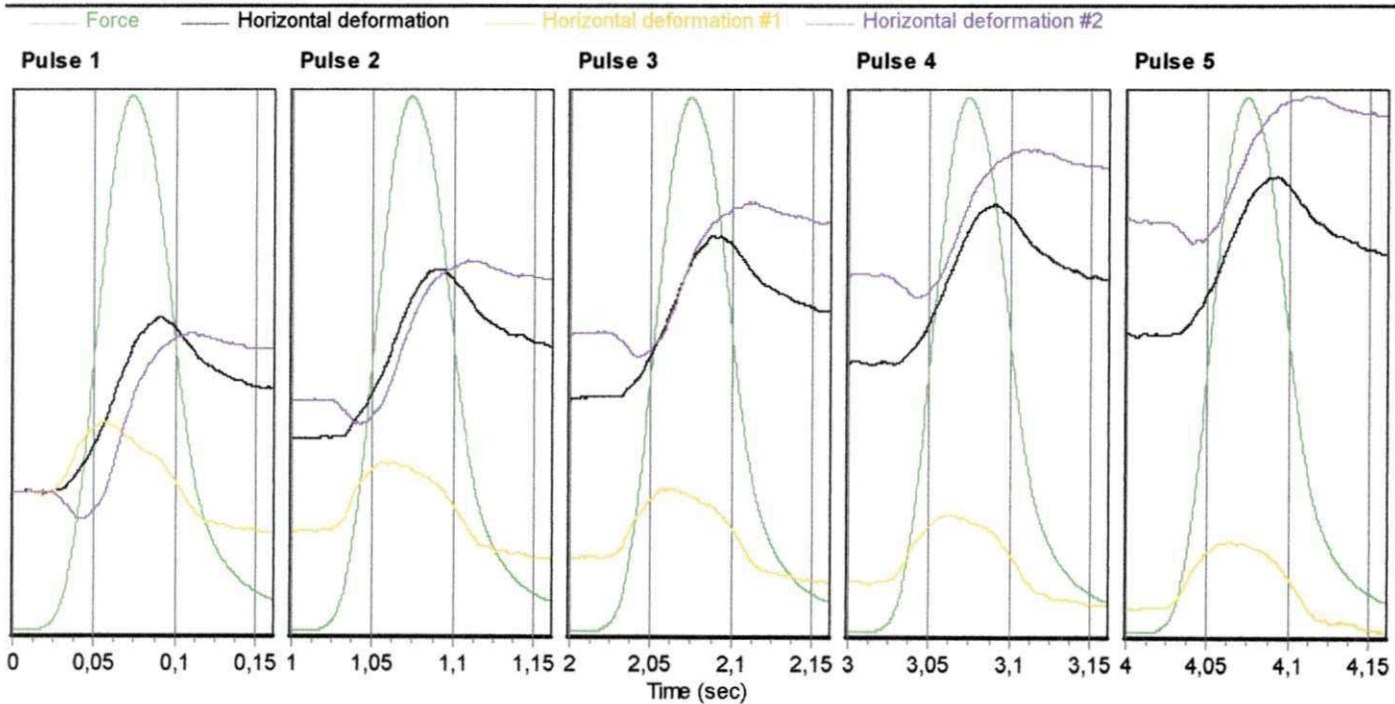
Dimensions	Point 1	Point 2	Point 3	Point 4	Point 5	Point 6	Average	Std Dev
Length (mm)	55,4	55,4	57,2	58,0			56,5	1,3
Diameter (mm)	100,5	99,9	100,2	100,0			100,2	0,3

Cross-sectional area (mm²): 7877,6

Test Results

Conditioning pulses: 5
 Core temperature (°C): 29,4
 Skin temperature (°C): 29,4
 Perm't horiz'l def'n/pulse (µm): 1,387000

	Pulse 1	Pulse 2	Pulse 3	Pulse 4	Pulse 5	Mean	Std. Dev.	%CV
Resilient modulus (MPa)	5924	5526	5674	5567	5494	5637	155,96	2,77
Total recoverable horiz. deform. (µm)	2,28	2,44	2,37	2,41	2,44	2,39	0,06	2,62
Peak loading force (N)	1137	1136	1132	1133	1132	1134	2,00	0,18
Recoverable horiz. deform. #1 (µm)	1,33	1,38	1,38	1,41	1,31	1,36	0,04	2,73
Recoverable horiz. deform. #2 (µm)	0,95	1,06	0,99	1,01	1,14	1,03	0,07	6,41
Seating force (N)	114	114	115	114	114	114	0,26	0,23



Indirect Tensile Modulus Test

Test method: ASTM D4123-82 / AASHTO TP31 (horiz. lvdts only, assumed Poisson's ratio)

Data fileName: C:\Arimateia\Arimateia 2012\Arquivos Temporários\Dissertação Karine-Arimateia\Karine MÓDULO RESILIÊNCIA\Karine\4%

Template file name: 122

Test date & time: 2/5/2012 15:34:19

Project:

Operator: leda

Comments:

Setup Parameters

Target temperature (°C): 25
 Loading pulse width (ms): 100
 Pulse repetition period (ms): 1000
 Conditioning pulse count: 5

Peak loading force (N): 1509
 Estimated Poisson's ratio: 0.4

Seating force: AASHTO TP31 (10% of peak)

Specimen Information

Identification: 4%Argila Modificado
 Remarks...

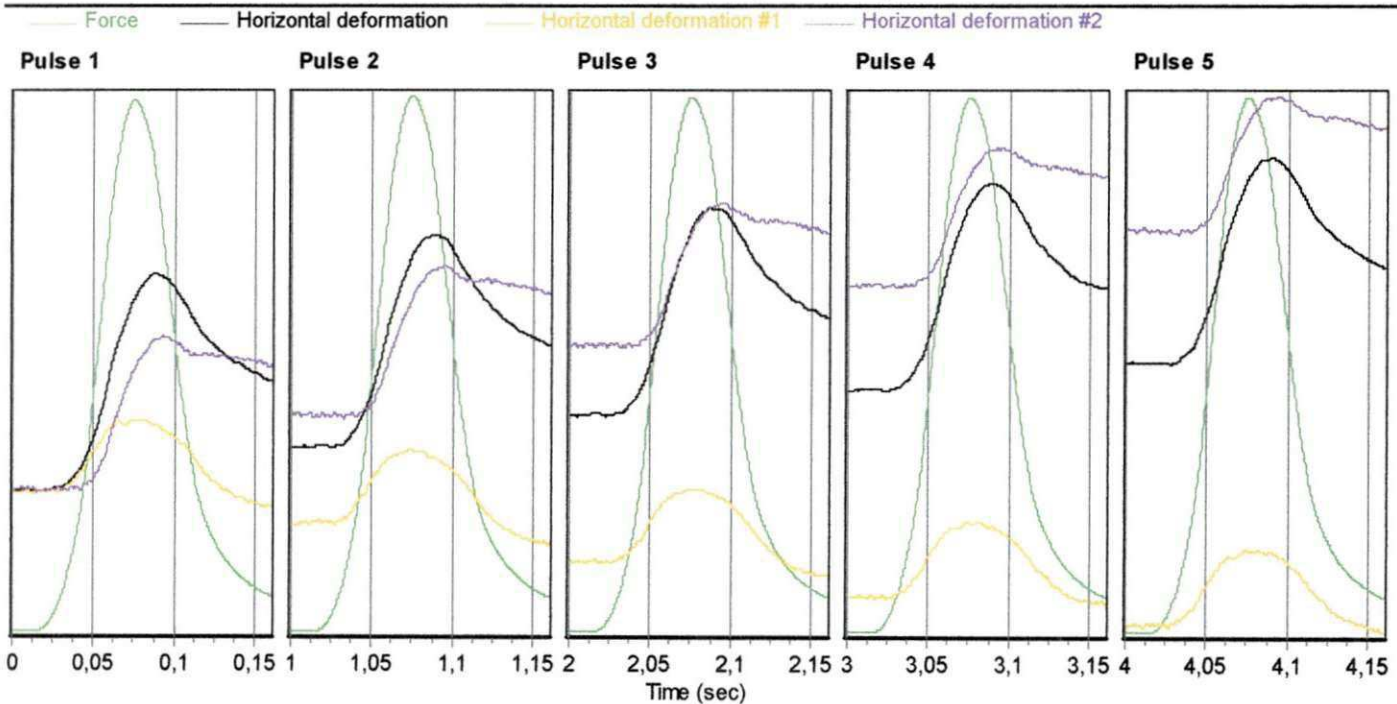
Dimensions	Point 1	Point 2	Point 3	Point 4	Point 5	Point 6	Average	Std Dev
Length (mm)	58,7	54,7	56,3	59,1			57,2	2,1
Diameter (mm)	100,5	100,3	99,9	99,7			100,1	0,4

Cross-sectional area (mm²): 7869,7

Test Results

Conditioning pulses: 5
 Core temperature (°C): 29,4
 Skin temperature (°C): 29,4
 Perm't horiz'l defn/pulse (µm): 1,351000

	Pulse 1	Pulse 2	Pulse 3	Pulse 4	Pulse 5	Mean	Std. Dev.	%CV
Resilient modulus (MPa)	4432	4313	4266	4336	4236	4316	67,48	1,56
Total recoverable horiz. deform. (µm)	3,93	4,07	4,10	4,03	4,13	4,05	0,07	1,73
Peak loading force (N)	1486	1498	1494	1493	1493	1493	3,93	0,26
Recoverable horiz. deform. #1 (µm)	2,24	2,34	2,33	2,25	2,21	2,27	0,05	2,23
Recoverable horiz. deform. #2 (µm)	1,68	1,73	1,77	1,79	1,92	1,78	0,08	4,41
Seating force (N)	150	149	151	150	151	150	0,51	0,34



Indirect Tensile Modulus Test

Test method: ASTM D4123-82 / AASHTO TP31 (horiz. lvdts only, assumed Poisson's ratio)

Data fileName: C:\Arimateia\Arimatéia 2012\Arquivos Temporários\Dissertação Karine-Arimatéia\Karine MÓDULO RESILIÊNCIA\4% Argila

Template file name: 122

Test date & time: 10/5/2012 10:14:53

Project: Karine

Operator: Arimatéia

Comments:

Setup Parameters

Target temperature (°C): 25
 Loading pulse width (ms): 100
 Pulse repetition period (ms): 1000
 Conditioning pulse count: 5

Peak loading force (N): 1393
 Estimated Poisson's ratio: 0.4

Seating force: AASHTO TP31 (10% of peak)

Specimen Information

Identification: 4% Argila Pura
 Remarks...

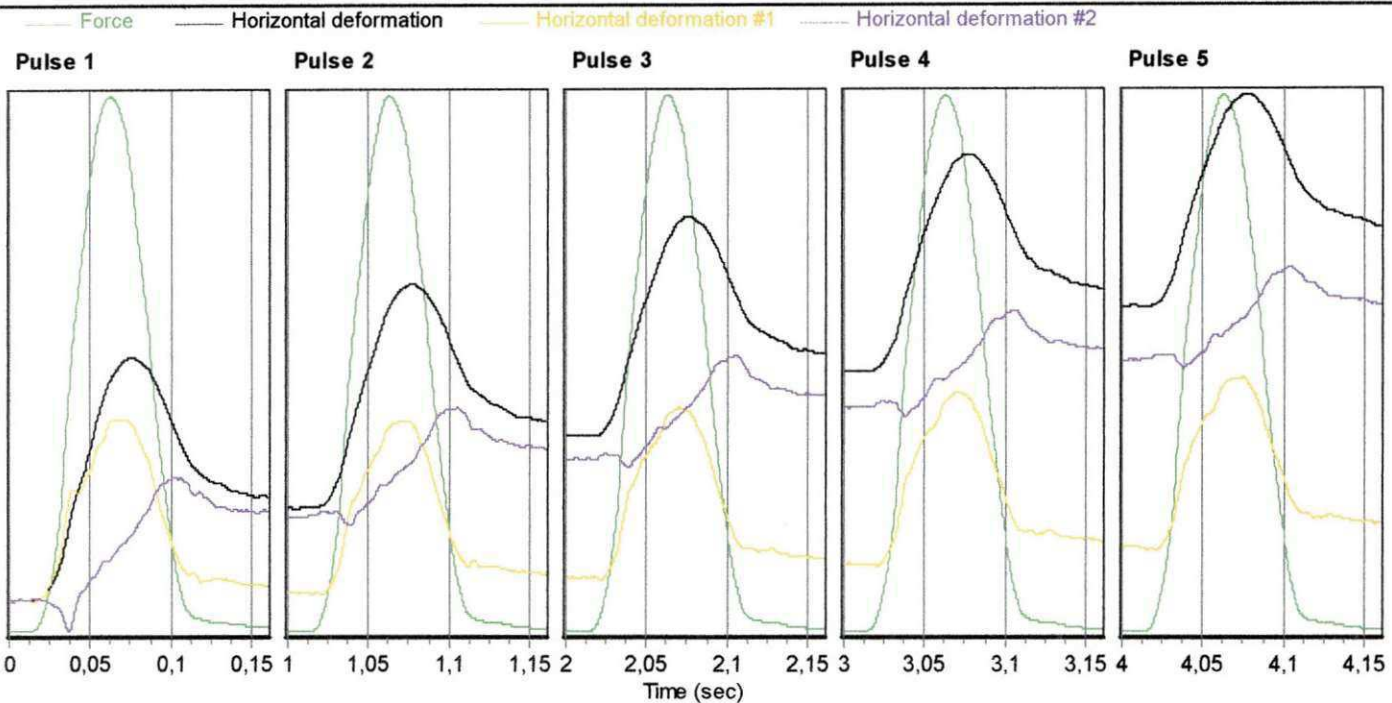
Dimensions	Point 1	Point 2	Point 3	Point 4	Point 5	Point 6	Average	Std Dev
Length (mm)	56,3	56,2	54,0	53,4			55,0	1,5
Diameter (mm)	100,0	100,6	100,2	99,7			100,1	0,4

Cross-sectional area (mm²): 7873,6

Test Results

Conditioning pulses: 5
 Core temperature (°C): 29,4
 Skin temperature (°C): 29,4
 Perm't horiz'l defn/pulse (µm): 3,145000

	Pulse 1	Pulse 2	Pulse 3	Pulse 4	Pulse 5	Mean	Std. Dev.	%CV
Resilient modulus (MPa)	3983	5031	5003	5064	4940	4804	412,45	8,59
Total recoverable horiz. deform. (µm)	4,28	3,39	3,41	3,37	3,45	3,58	0,35	9,79
Peak loading force (N)	1399	1400	1401	1399	1399	1400	0,86	0,06
Recoverable horiz. deform. #1 (µm)	3,80	3,38	3,41	3,26	3,39	3,45	0,19	5,39
Recoverable horiz. deform. #2 (µm)	0,48	0,01	0,01	0,11	0,06	0,13	0,18	132,85
Seating force (N)	139	138	138	139	138	139	0,26	0,19



Apêndice D

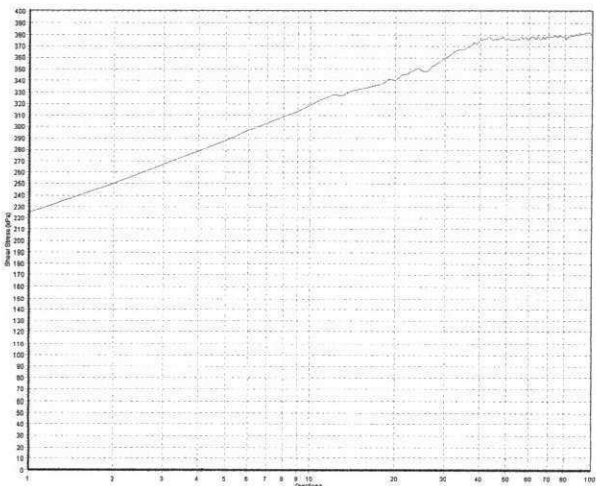
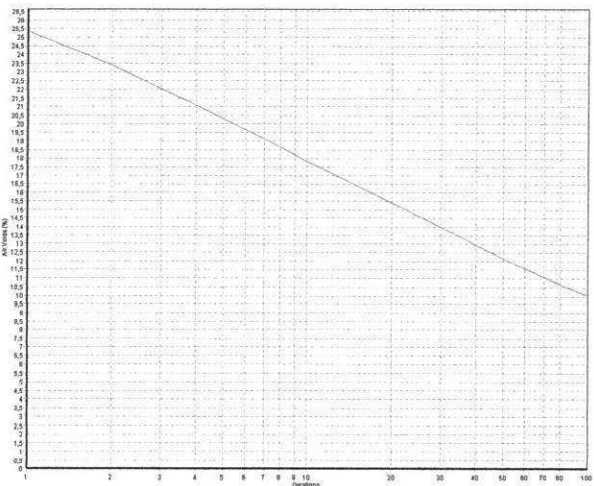
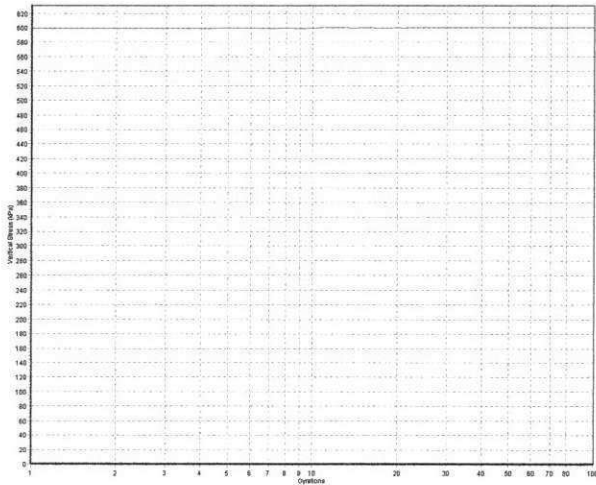
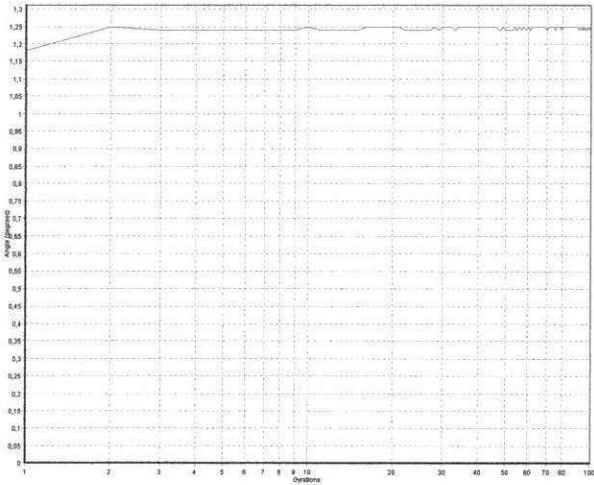
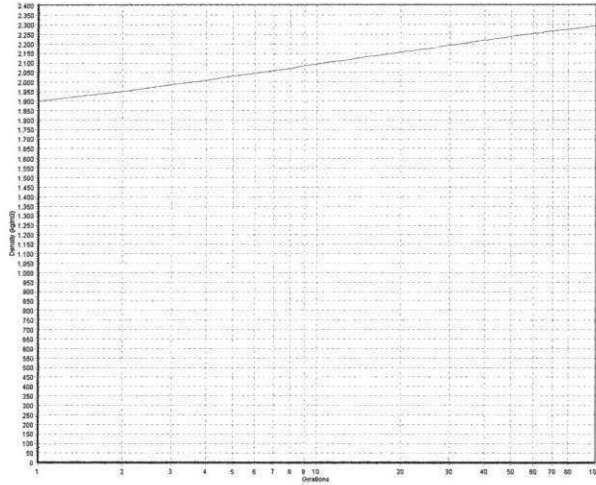
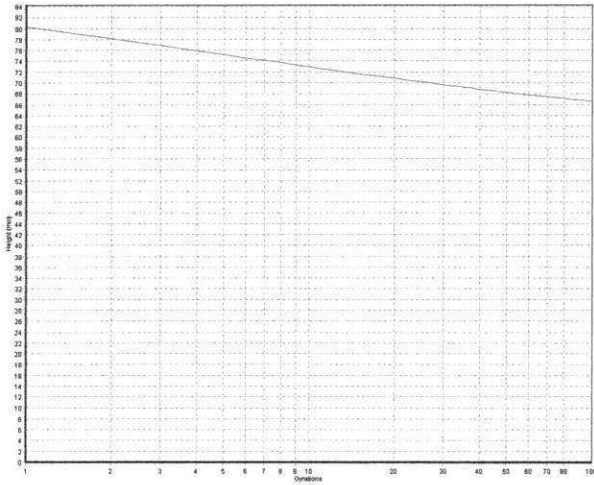
Gráficos da Compactação por amassamento (SUPERPAVE).

SERVOPAC Version 1.26

Run number: 1968 Date: 17/03/31
Batch: 42NP2 Weight: 1200(g)
Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min)
Control mode: 1000 kPa (shear stress)
Termination: 100 gyrations
At termination: Gyrations=100 Density=2292,40kg/m3 Height=66,65mm

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Time: 10:54
Diameter: 100mm MaxDensity: 2549(kg/m3)
Comment:

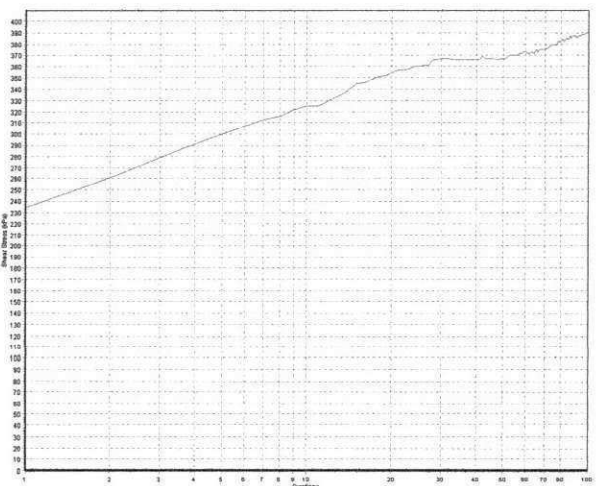
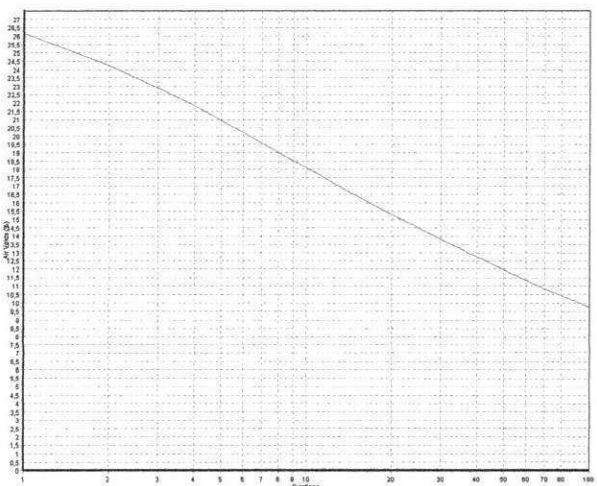
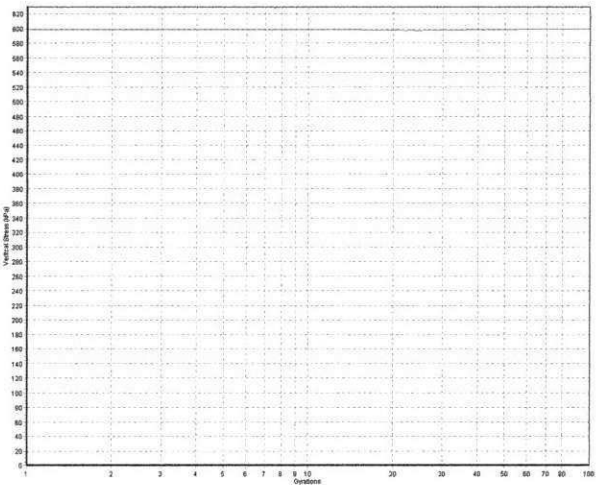
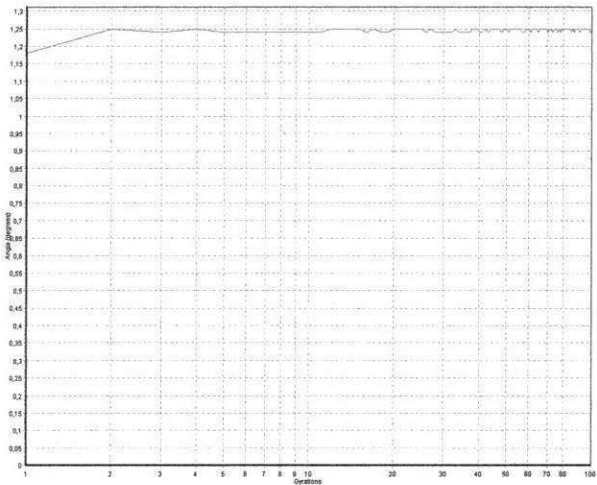
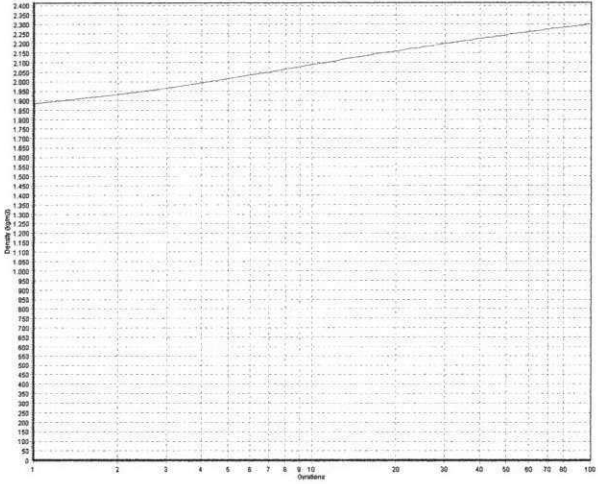
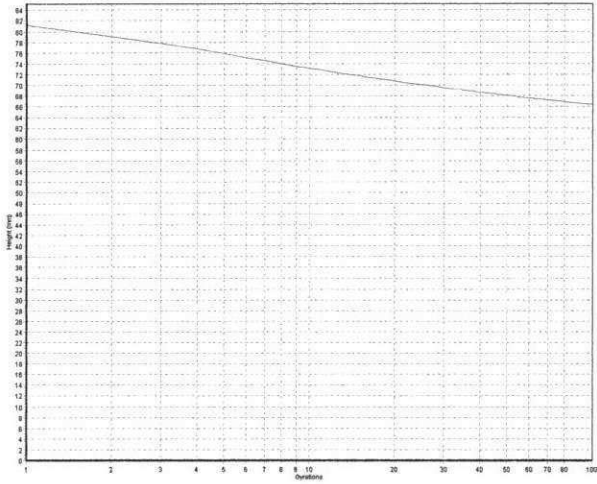


SERVOPAC Version 1.26

Run number: 1969 Date: 17/03/31
Batch: 42NP3 Weight: 1200(g)
Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min)
Control mode: 1000 kPa (shear stress)
Termination: 100 gyrations
At termination: Gyration=100 Density=2300, 69kg/m3 Height=66, 41mm

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Time: 11:01
Diameter: 100mm MaxDensity: 2549(kg/m3)
Comment:

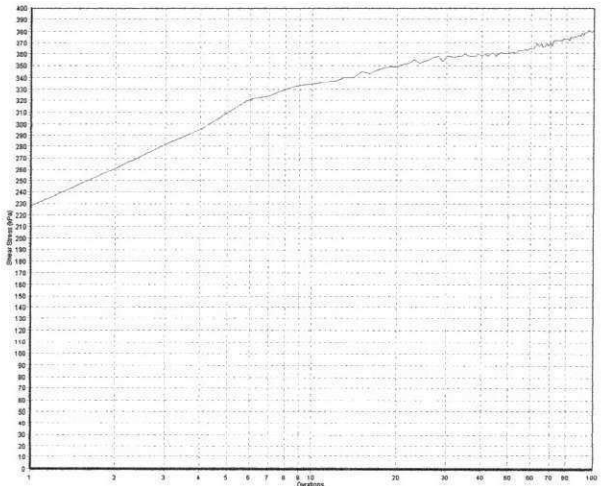
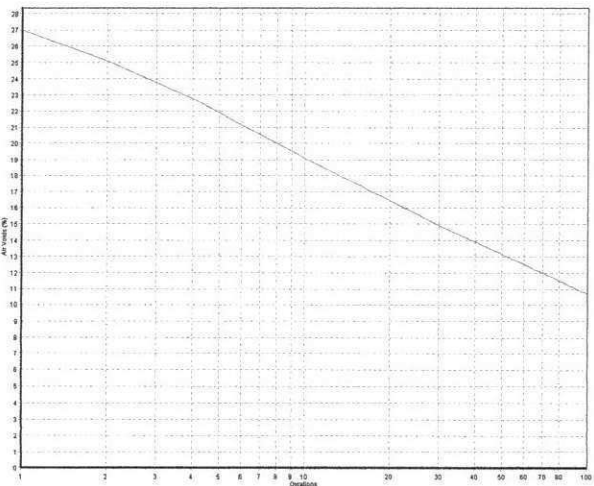
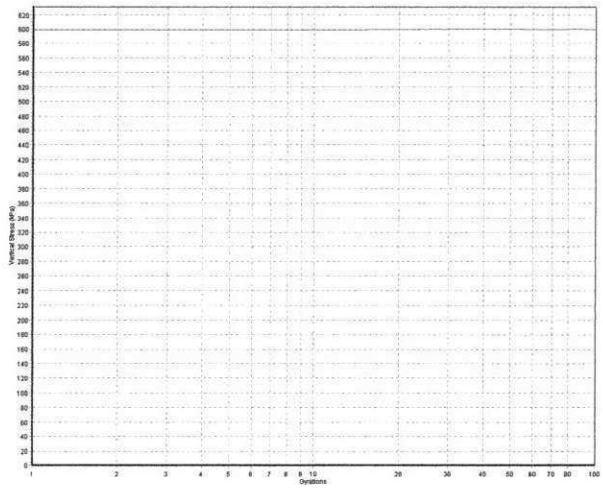
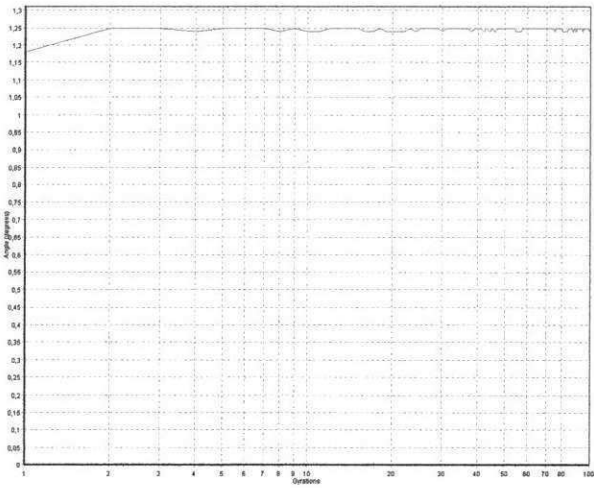
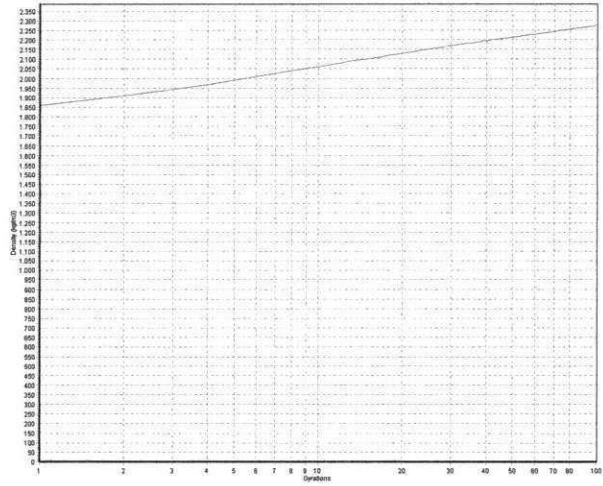
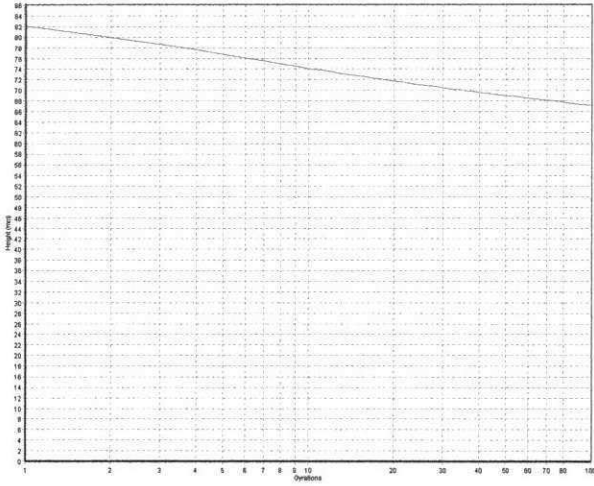


SERVOPAC Version 1.26

Run number: 1970 Date: 17/03/31
Batch: 42NP4 Weight: 1200(g)
Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min)
Control mode: 1000 kPa (shear stress)
Termination: 100 gyrations
At termination: Gyration=100 Density=2275,34kg/m3 Height=67,15mm

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Time: 11:08
Diameter: 100mm MaxDensity: 2549(kg/m3)
Comment:

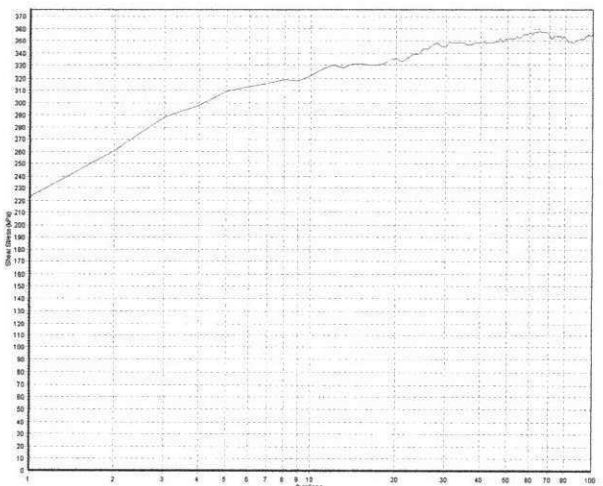
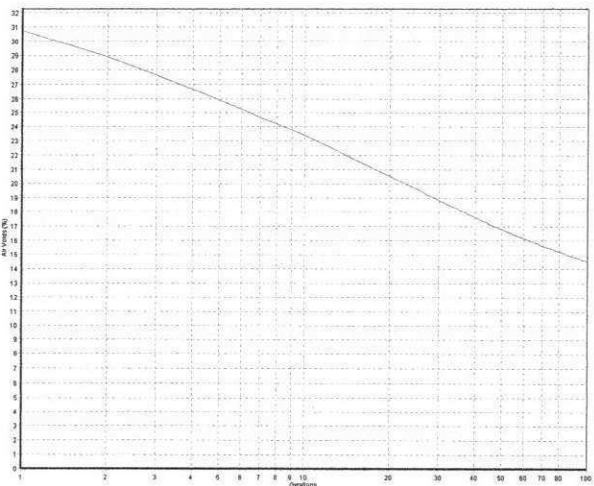
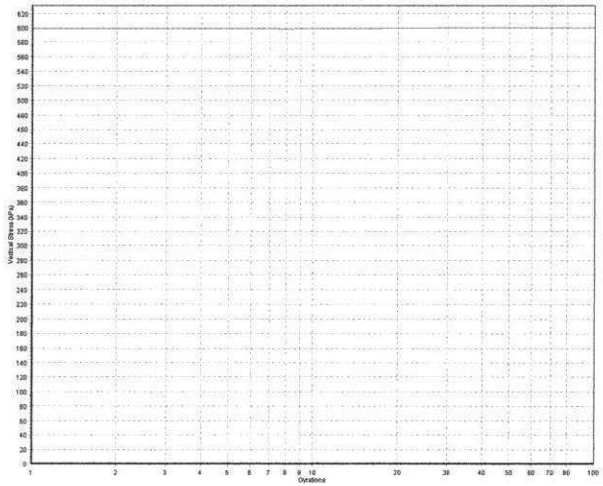
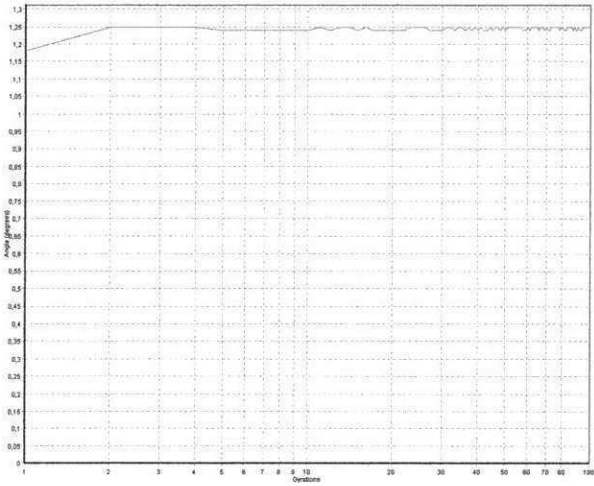
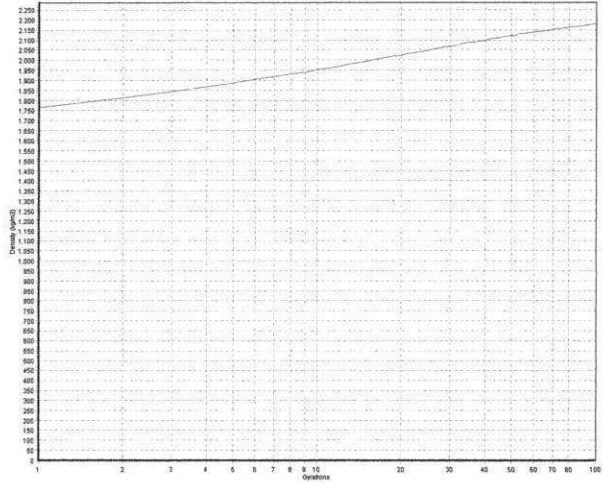
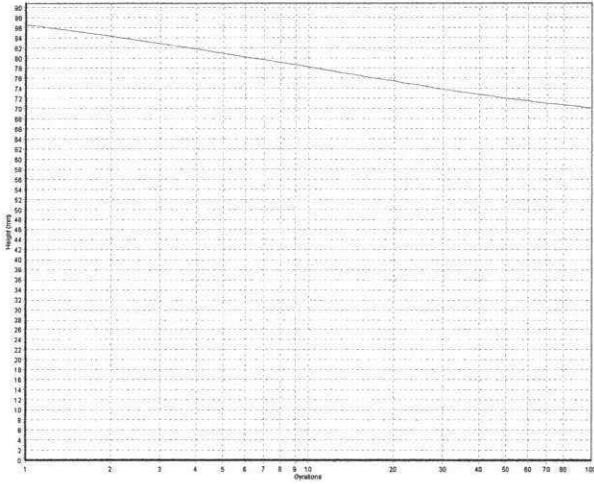


SERVOPAC Version 1.26

Run number: 1971 Date: 17/03/31
Batch: 42NP5 Weight: 1200(g)
Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min)
Control mode: 1000 kPa (shear stress)
Termination: 100 gyrations
At termination: Gyration=100 Density=2179,58kg/m3 Height=70,10mm

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Time: 11:13
Diameter: 100mm MaxDensity: 2549(kg/m3)
Comment:

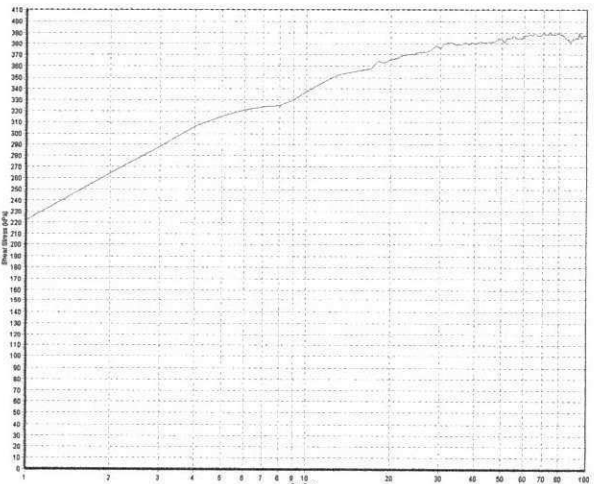
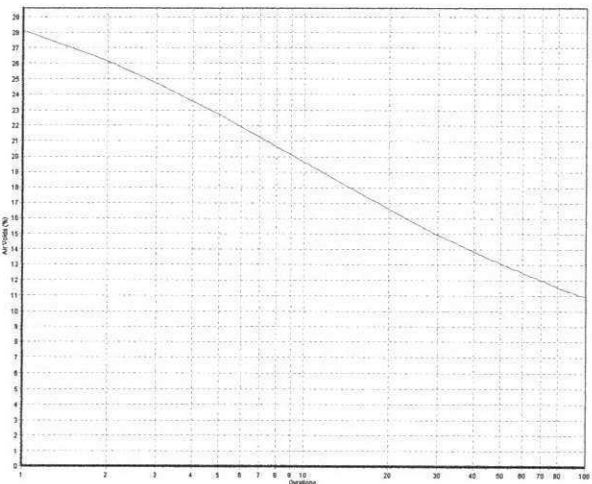
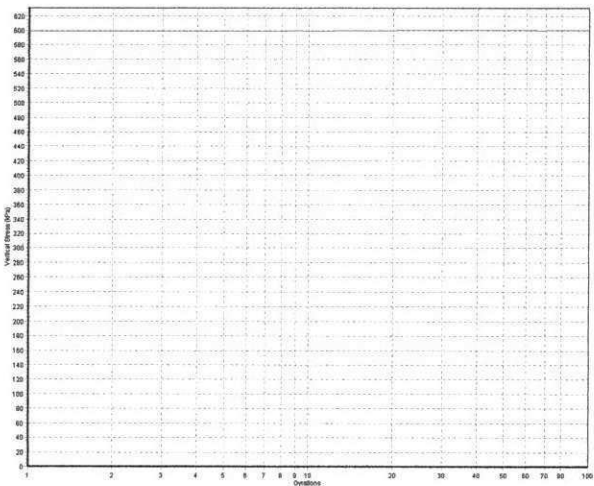
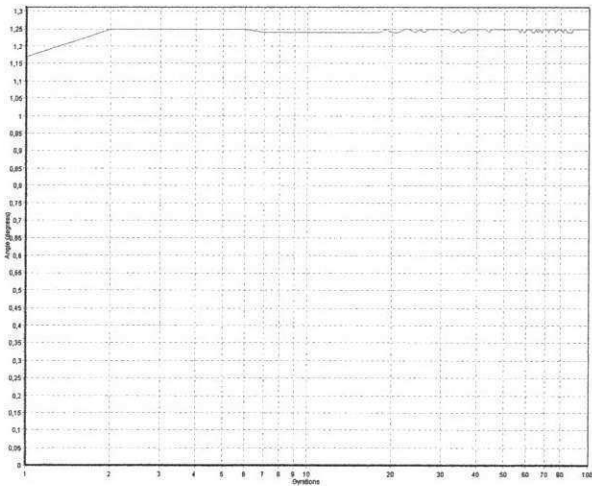
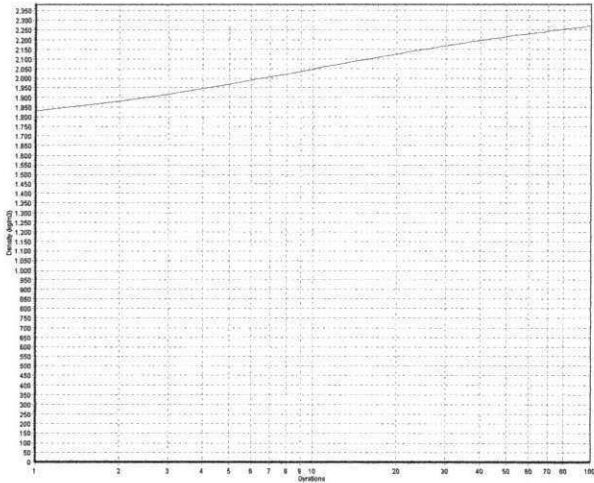
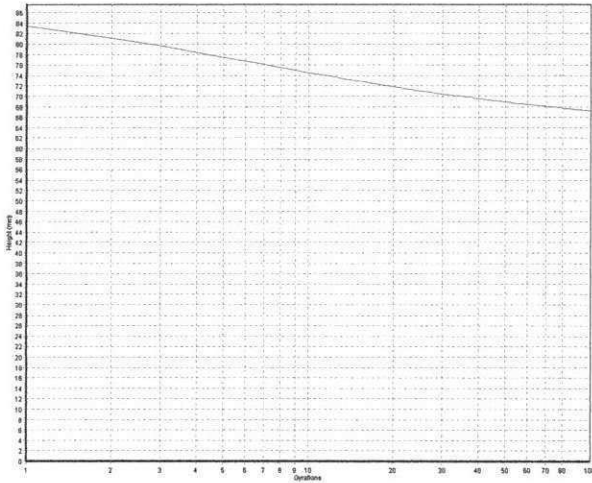


SERVOPAC Version 1.26

Run number: 1972 Date: 17/03/31
Batch: 42NP6 Weight: 1200(g)
Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min)
Control mode: 1000 kPa (shear stress)
Termination: 100 gyrations
At termination: Gyration=100 Density=2270,94kg/m3 Height=67,28mm

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Time: 11:19
Diameter: 100mm MaxDensity: 2549(kg/m3)
Comment:

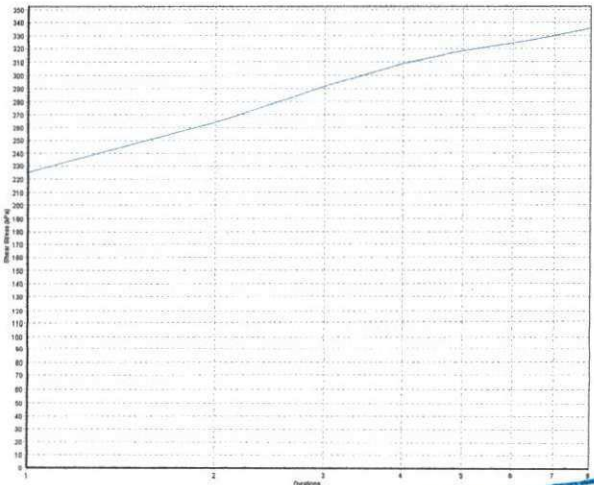
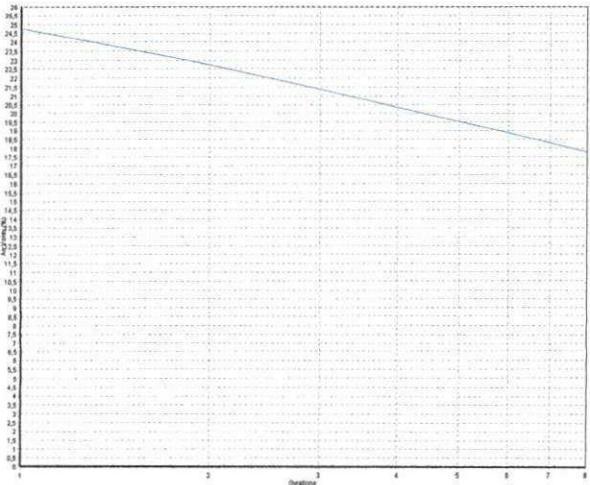
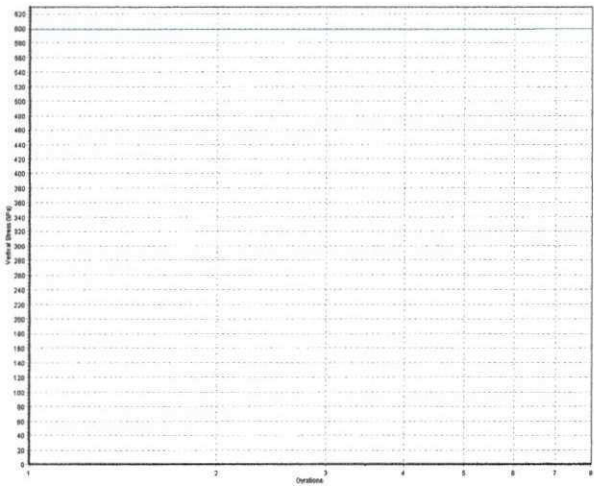
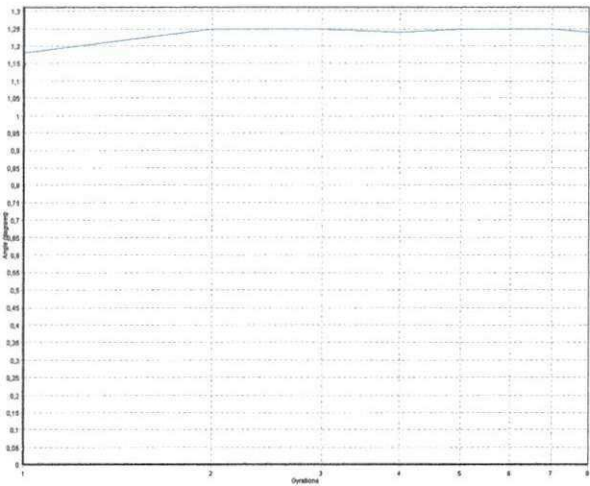
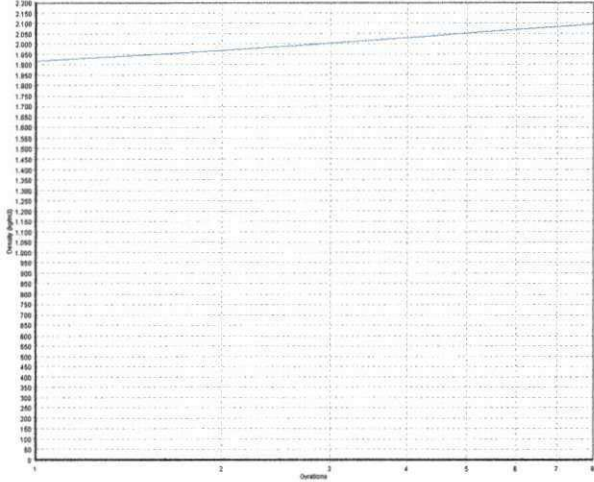
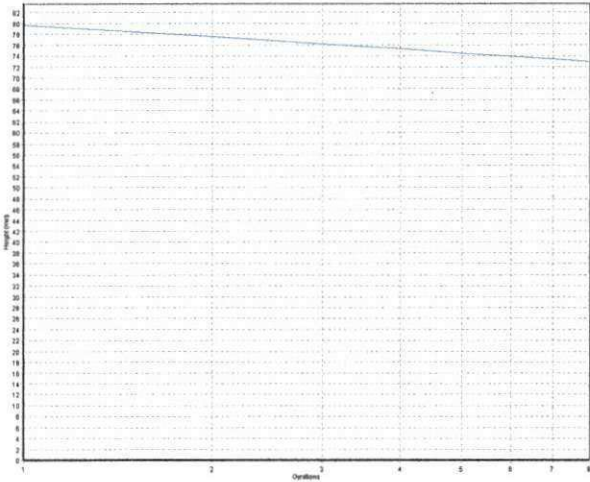


SERVOPAC Version 1.26

Run number: 1960 Date: 17/03/25
Batch: 42N11 Weight: 1200 (g)
Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min)
Control mode: 1000 kPa (shear stress)
Termination: 8 gyrations
At termination: Gyrations=8 Density=2095,87kg/m3 Height=72,90mm

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Time: 10:47
Diameter: 100mm MaxDensity: 2549 (kg/m3)
Comment:



IFCG/BIBLIOTECA/BC

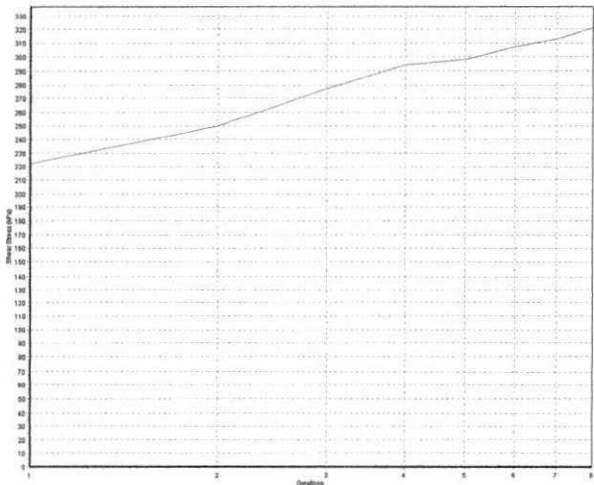
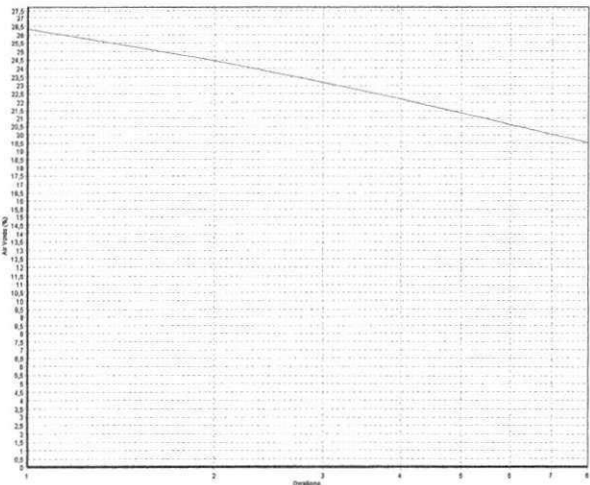
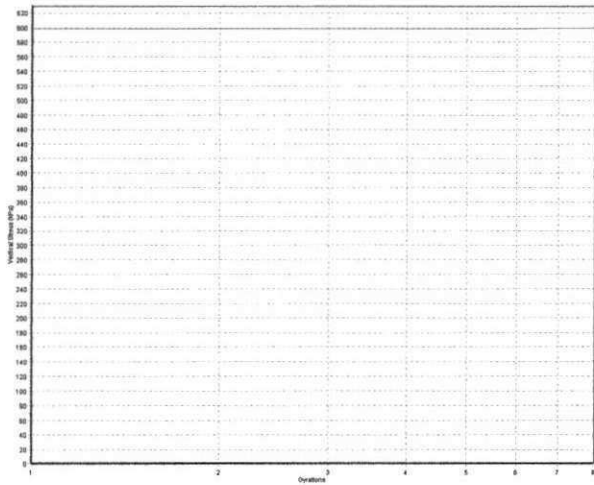
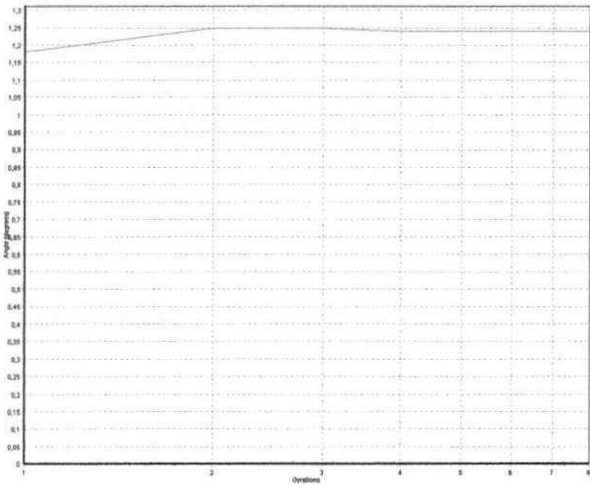
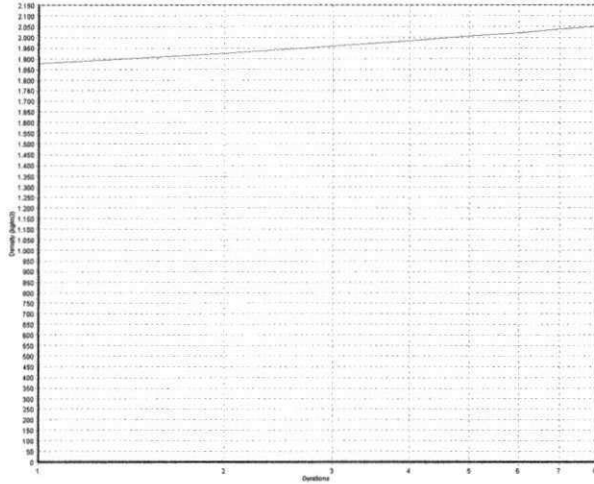
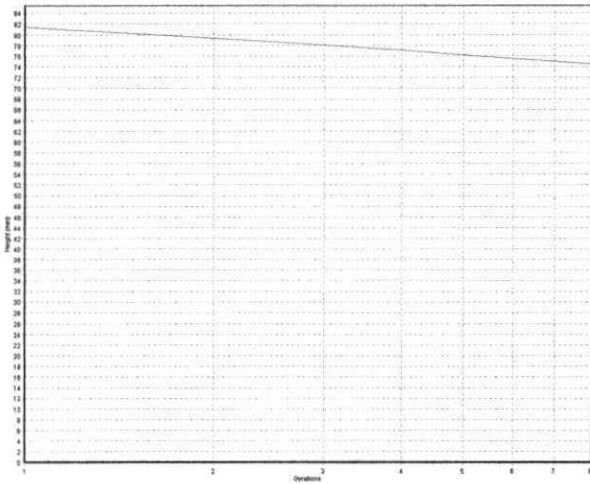
SERVOPAC Version 1.26

Run number: 1963 Date: 17/03/25
Batch: 42NI2 Weight: 1200(g)
Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min)
Control mode: 1000 kPa (shear stress)
Termination: 8 gyrations
At termination: Gyrations=8 Density=2050,86kg/m3

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Time: 11:06
Diameter: 100mm MaxDensity: 2549(kg/m3)
Comment:

Height=74,50mm

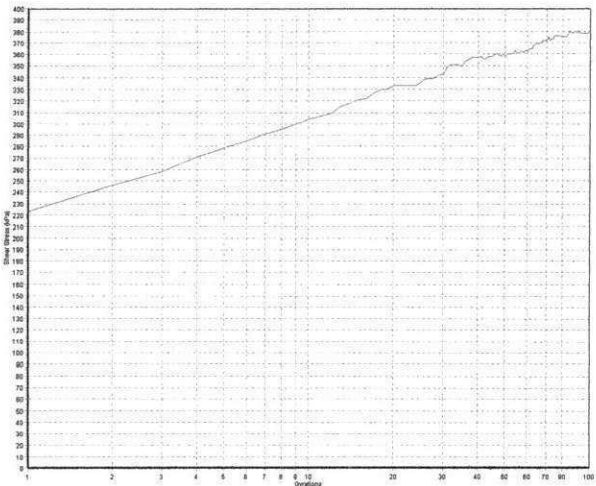
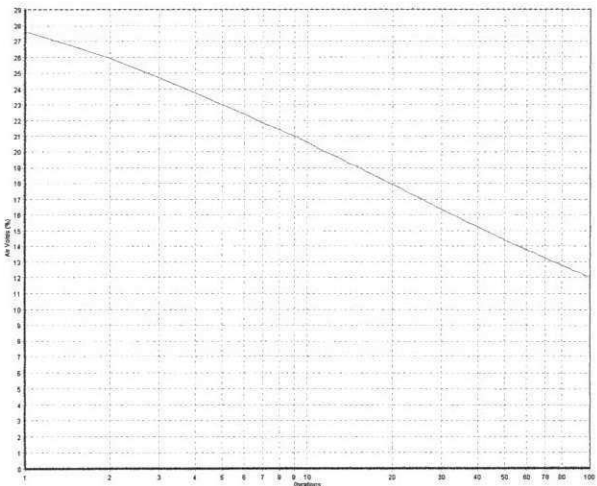
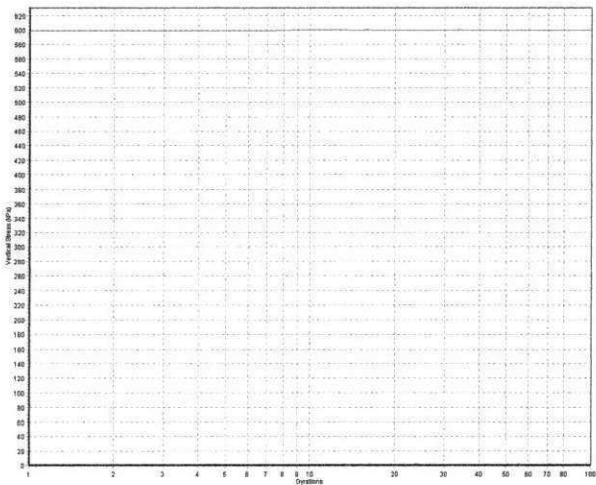
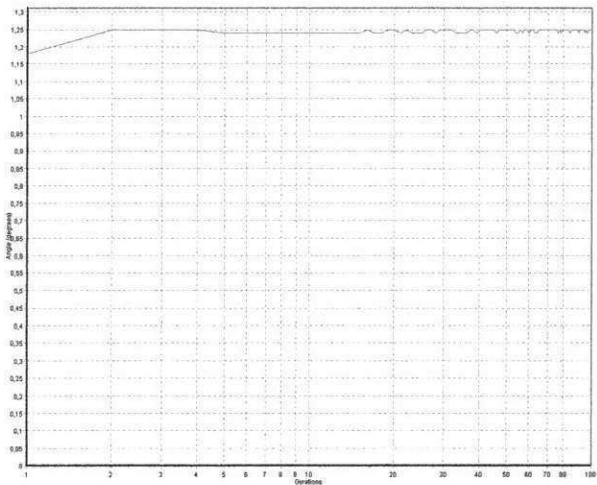
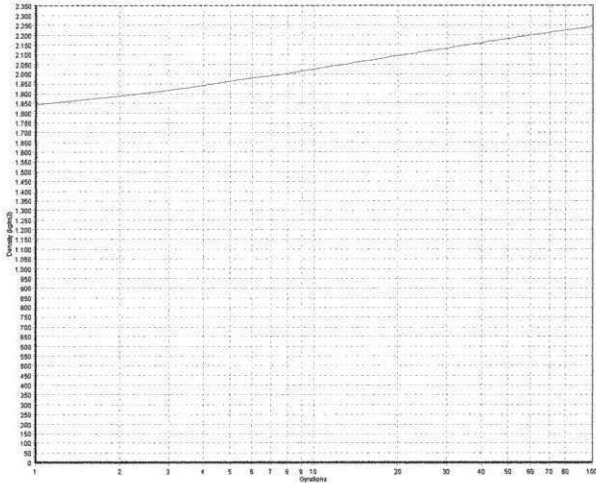
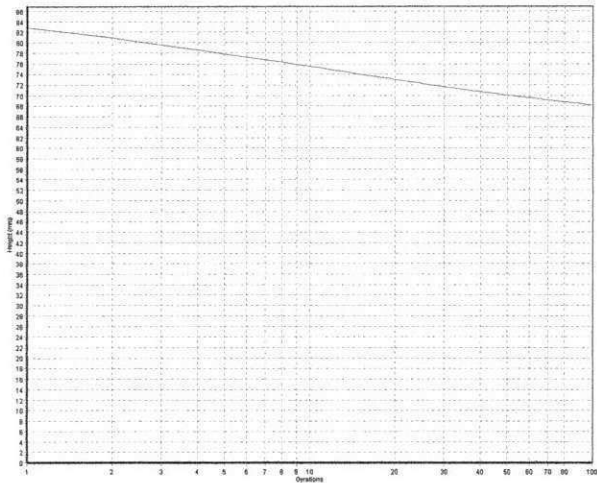


SERVOPAC Version 1.26

Run number: 1961 Date: 17/03/25
Batch: 42NPL Weight: 1200(g)
Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min)
Control mode: 1000 kPa (shear stress)
Termination: 100 gyrations
At termination: Gyration=100 Density=2242,28kg/m3 Height=68,14mm

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Time: 10:51
Diameter: 100mm MaxDensity: 2549(kg/m3)
Comment:

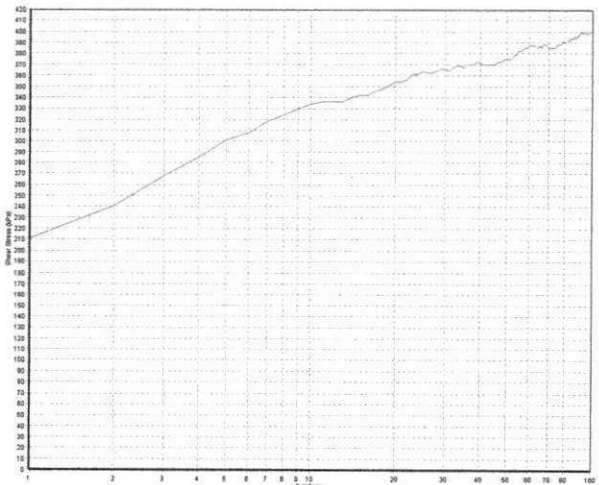
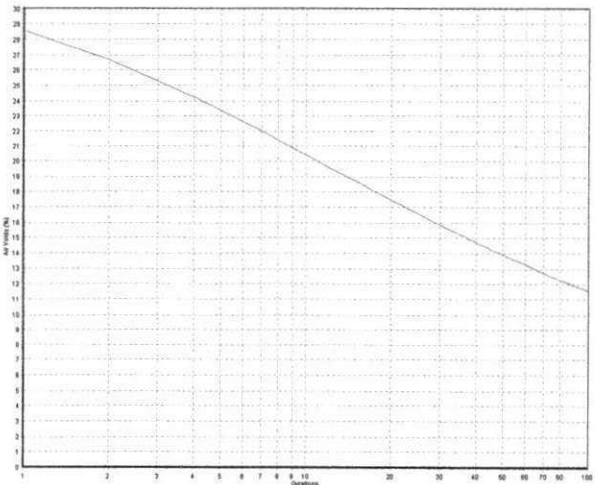
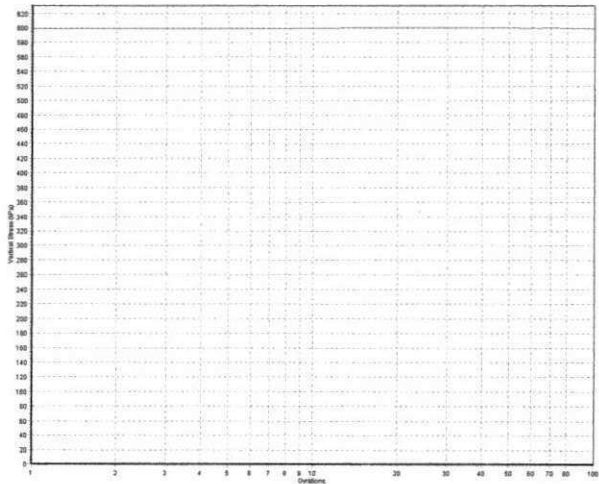
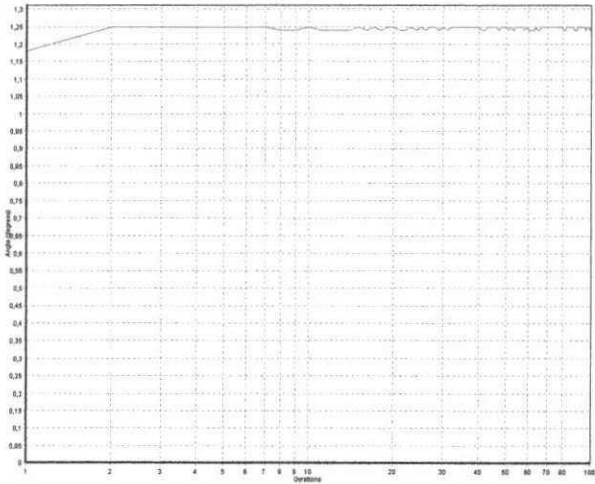
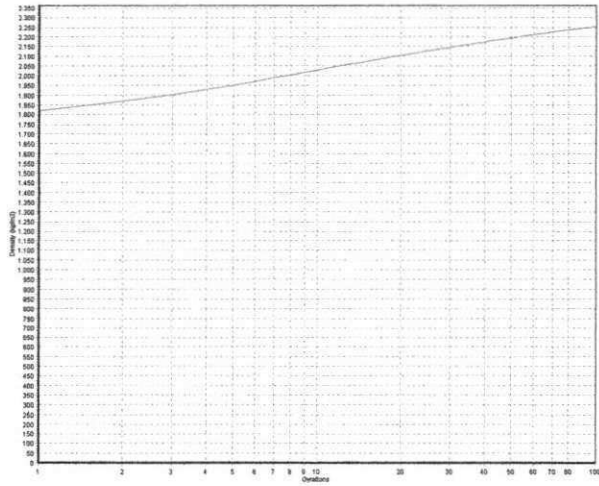
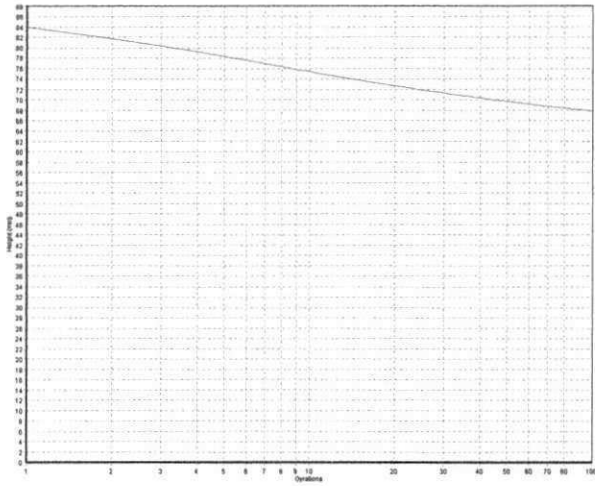


SERVOPAC Version 1.26

Run number: 1964 Date: 17/03/25
Batch: 42NP2 Weight: 1200(g)
Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min)
Control mode: 1000 kPa (shear stress)
Termination: 100 gyrations
At termination: Gyration=100 Density=2252,86kg/m3 Height=67,82mm

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Time: 11:10
Diameter: 100mm MaxDensity: 2549(kg/m3)
Comment:

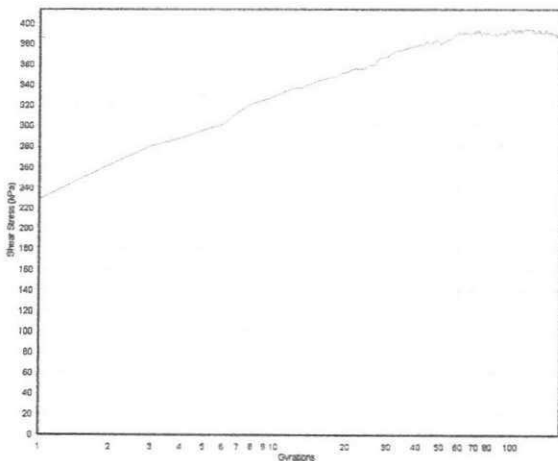
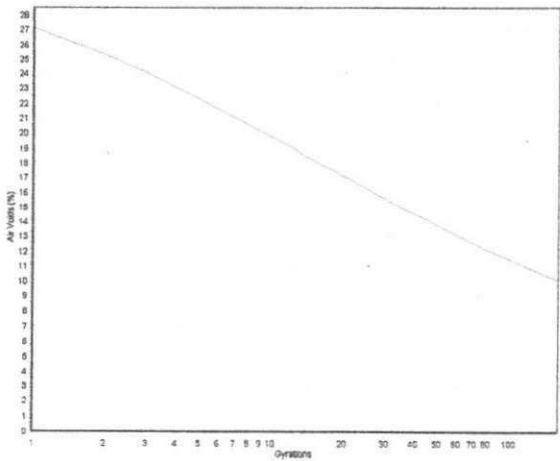
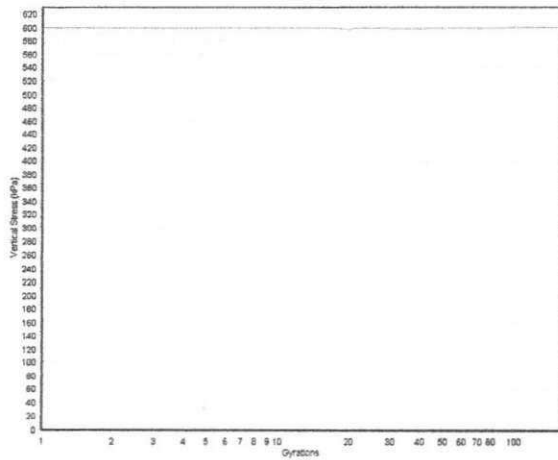
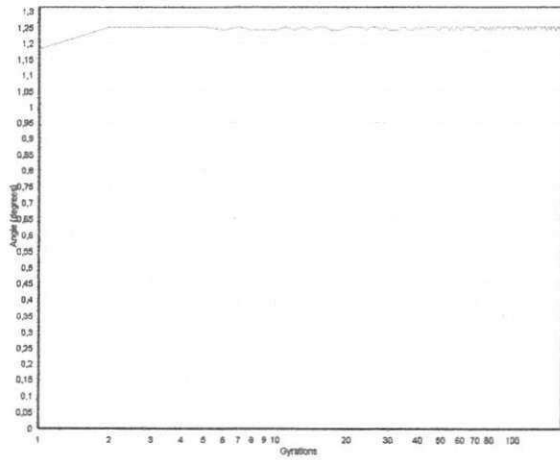
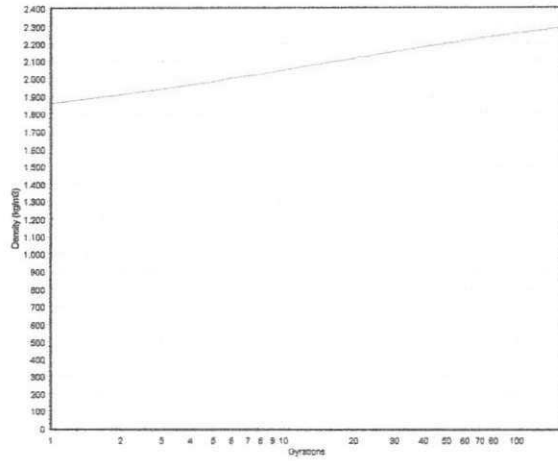
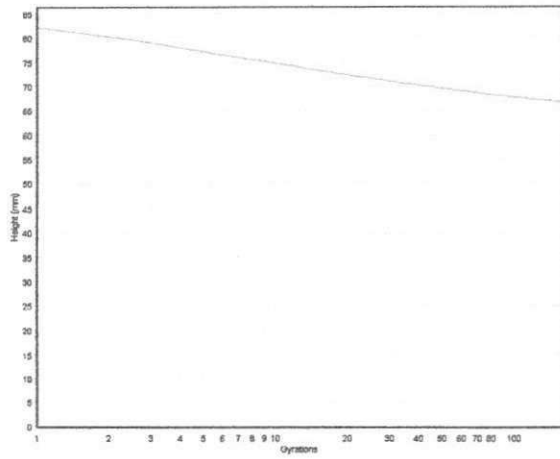


SERVOPAC Version 1.26

Run number: 1962 Date: 17/03/25
Batch: 42NM1 Weight: 1200(g)
Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min)
Control mode: 1000 kPa (shear stress)
Termination: 160 gyrations
At termination: Gyration=160 Density=2291,37kg/m3 Height=66,68mm

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Time: 10:58
Diameter: 100mm MaxDensity: 2549(kg/m3)
Comment:

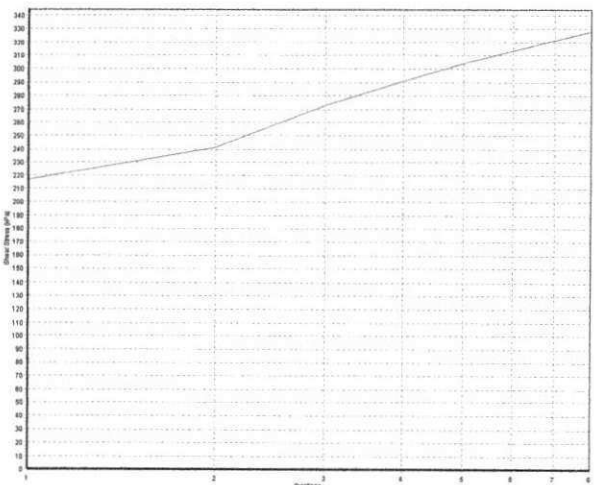
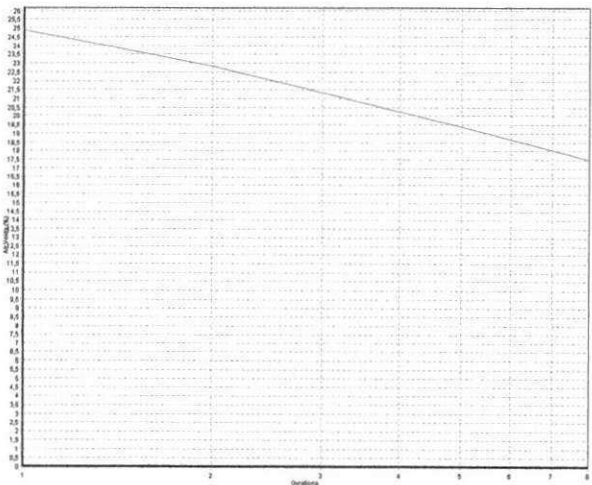
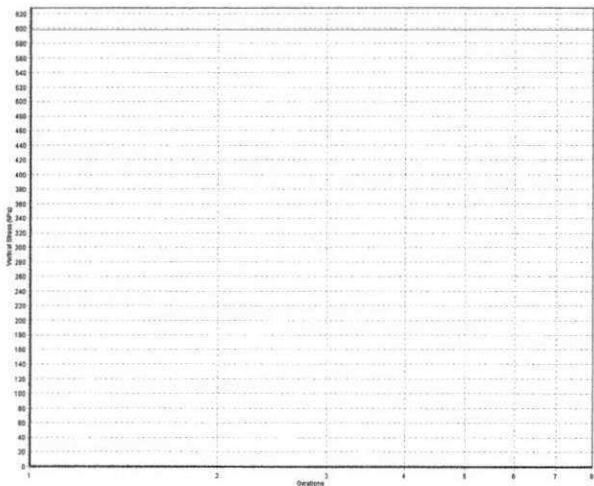
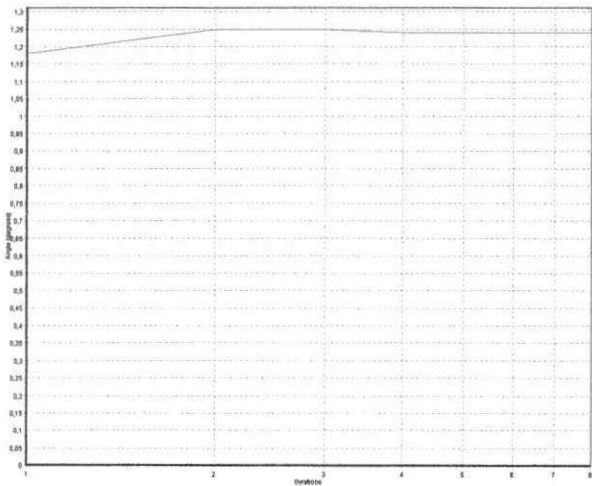
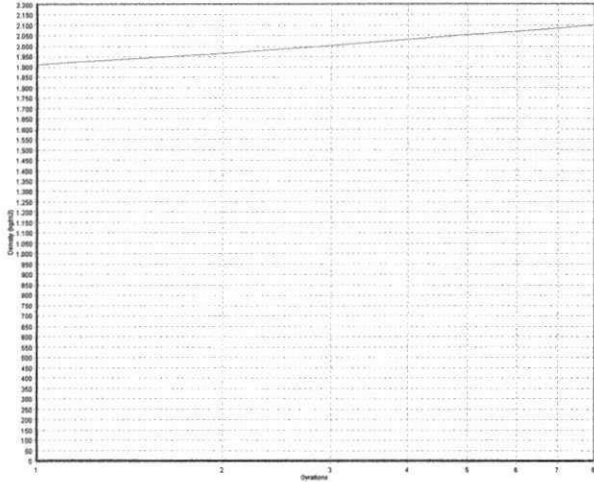
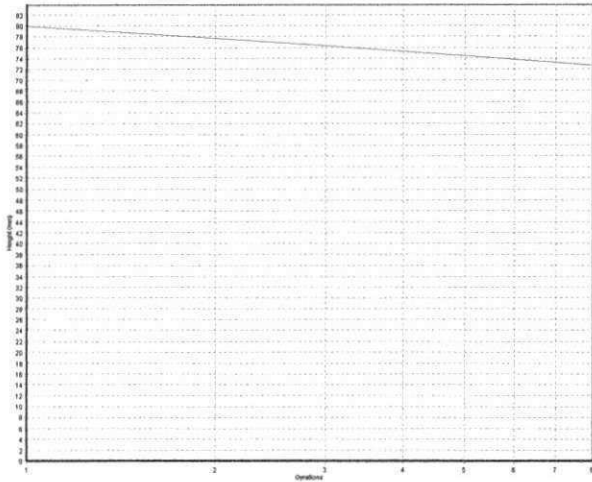


SERVOPAC Version 1.26

Run number: 1953 Date: 17/03/16
Batch: 43INI Weight: 1200(g)
Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min)
Control mode: 1000 kPa (shear stress)
Termination: 8 gyrations
At termination: Gyrations=8 Density=2100,19kg/m3 Height=72,75mm

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Time: 10:15
Diameter: 100mm MaxDensity: 2546(kg/m3)
Comment:

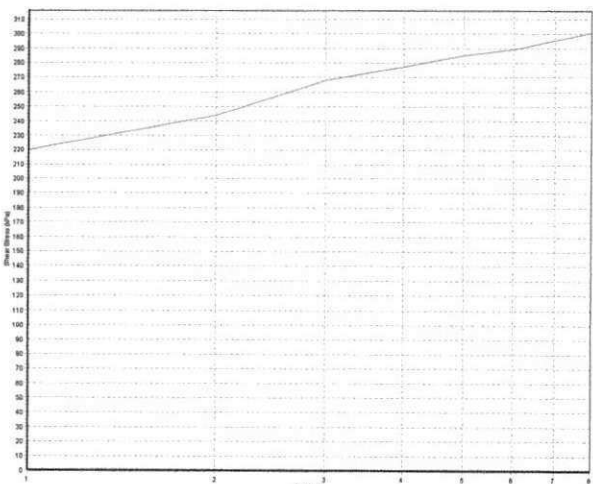
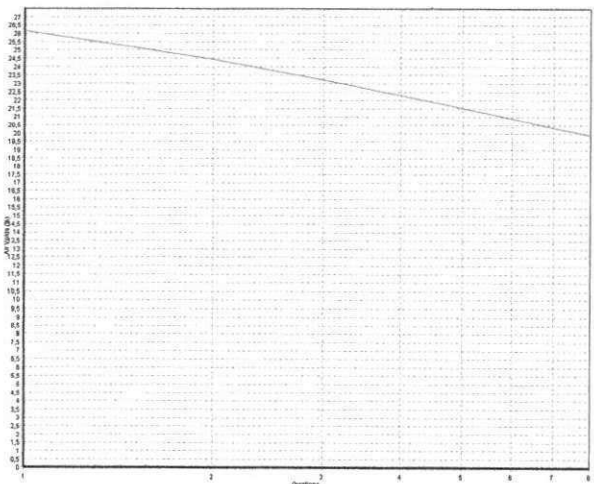
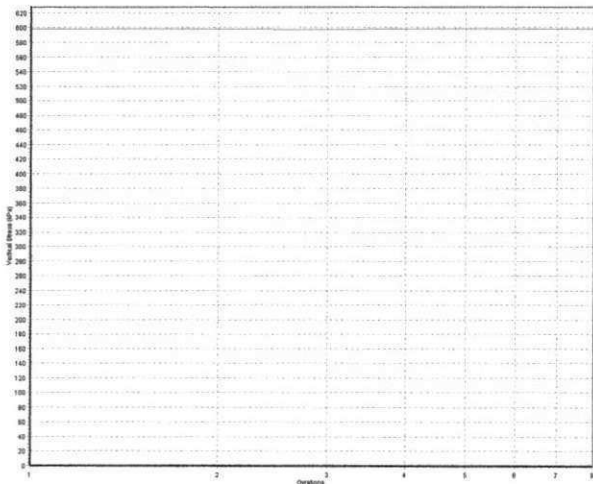
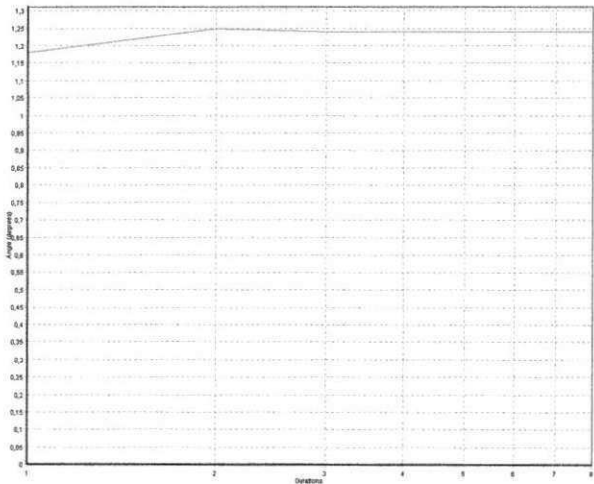
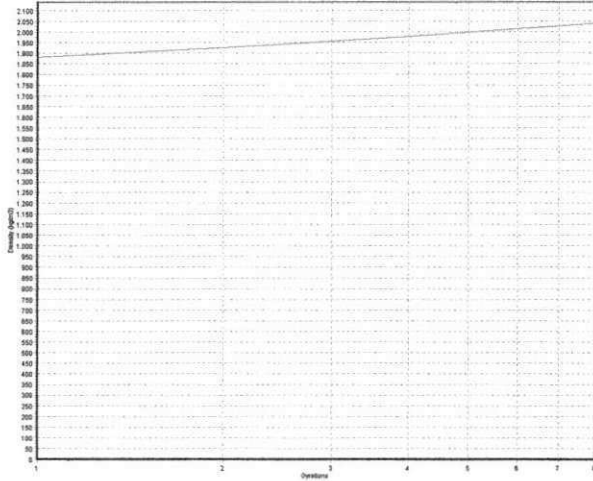
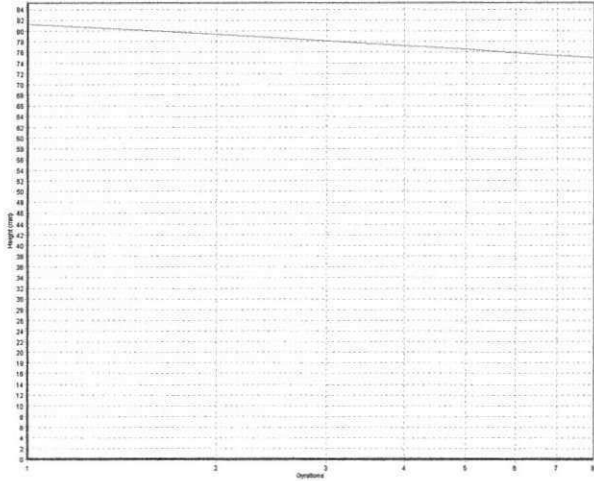


SERVOPAC Version 1.26

Run number: 1956 Date: 17/03/16
Batch: 43NI2 Weight: 1200(g)
Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min)
Control mode: 1000 kPa (shear stress)
Termination: 8 gyrations
At termination: Gyrations=8 Density=2039,63kg/m3 Height=74,91mm

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Time: 10:36
Diameter: 100mm MaxDensity: 2546(kg/m3)
Comment:

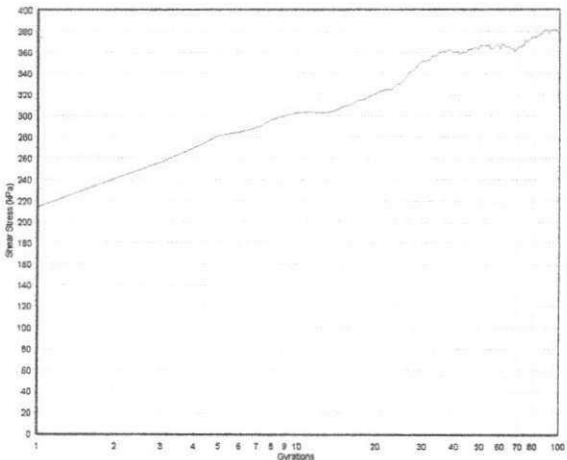
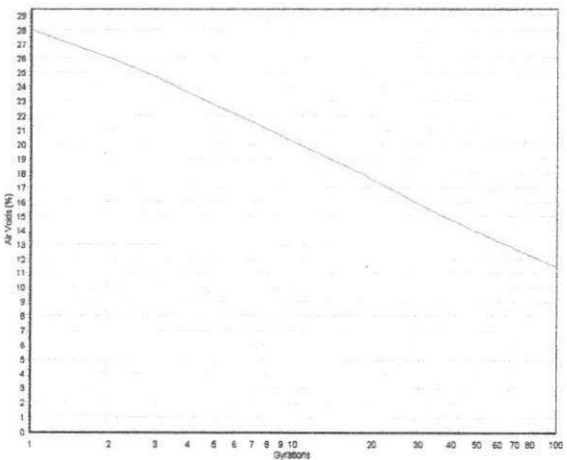
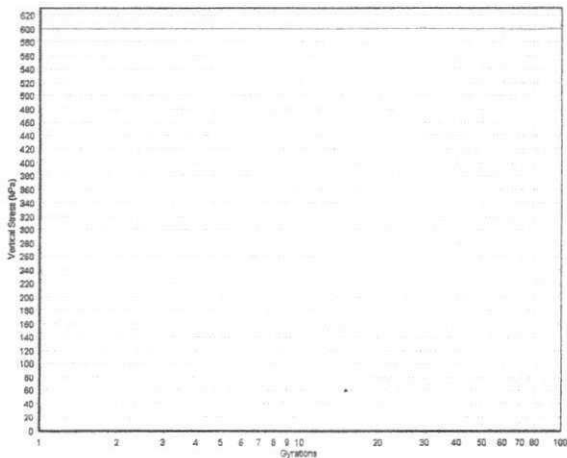
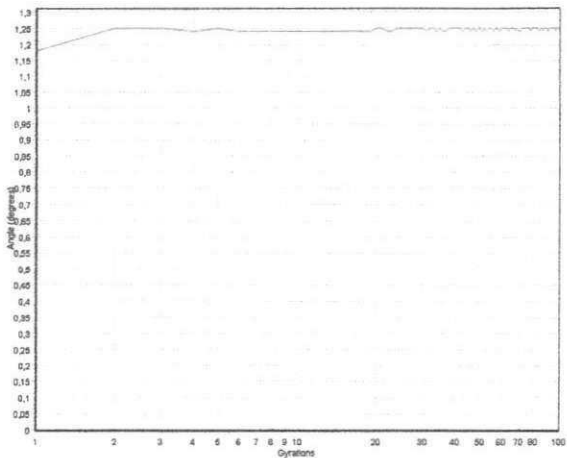
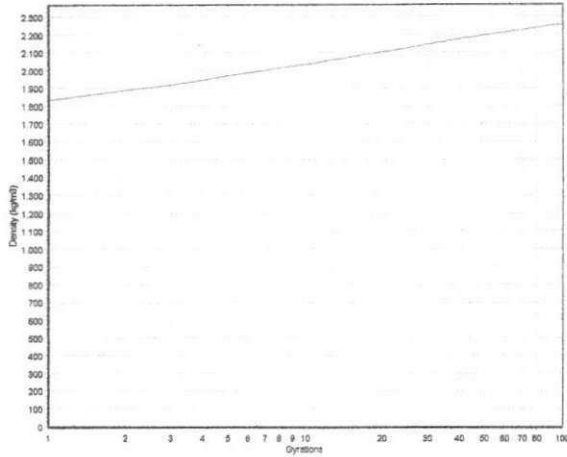
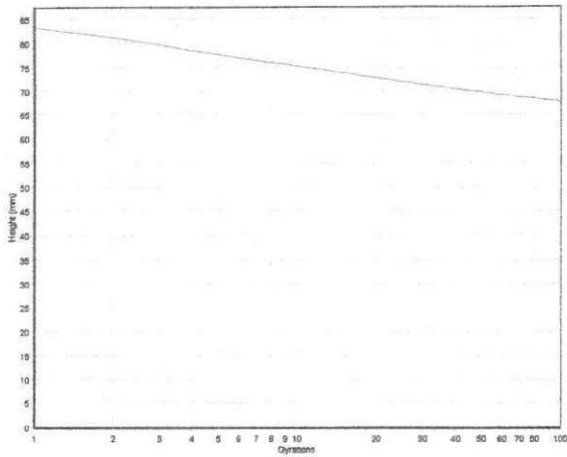


SERVOPAC Version 1.26

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Run number: 1954 Date: 17/03/16
Batch: 43NP1 Weight: 1200(g)
Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min)
Control mode: 1000 kPa (shear stress)
Termination: 100 gyrations
At termination: Gyration=100 Density=2253,52kg/m3 Height=67,80mm

Time: 10:19
Diameter: 100mm MaxDensity: 2546(kg/m3)
Comment:

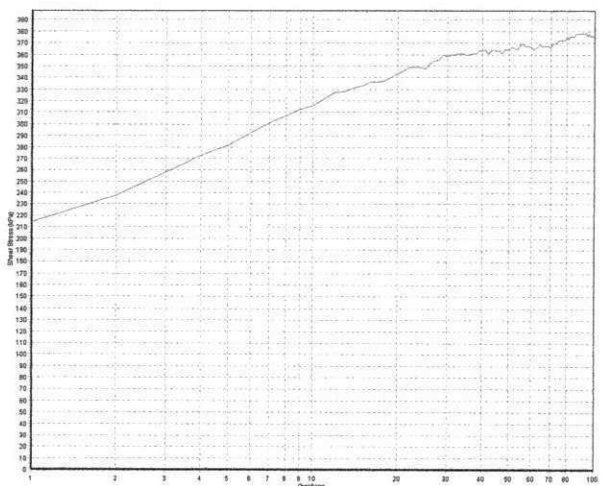
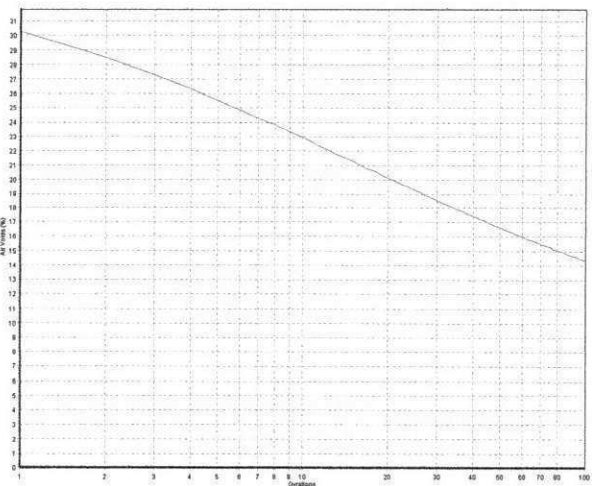
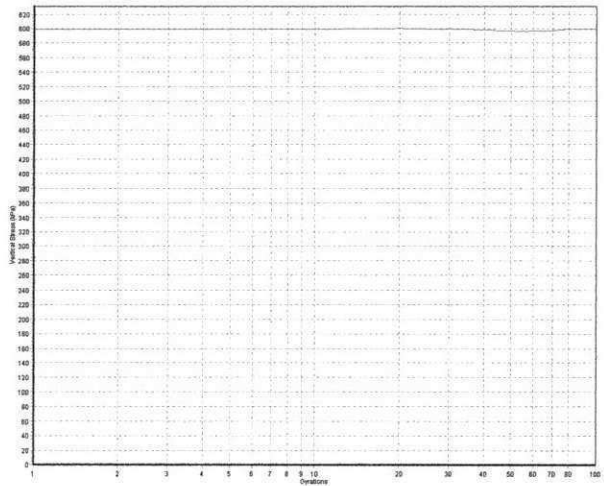
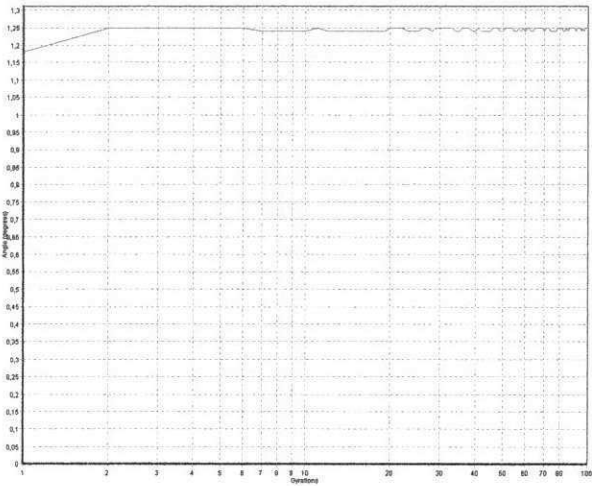
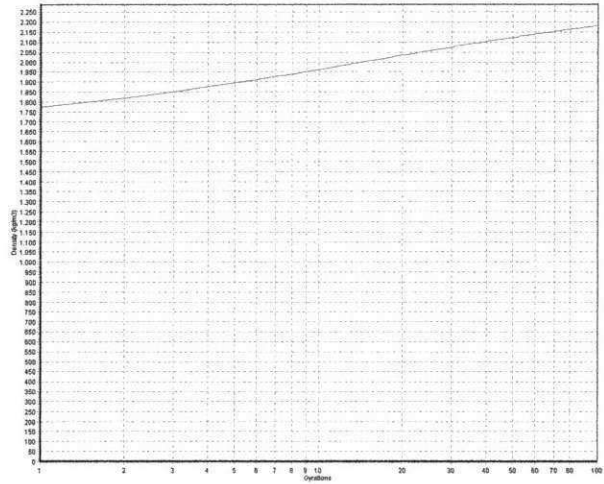
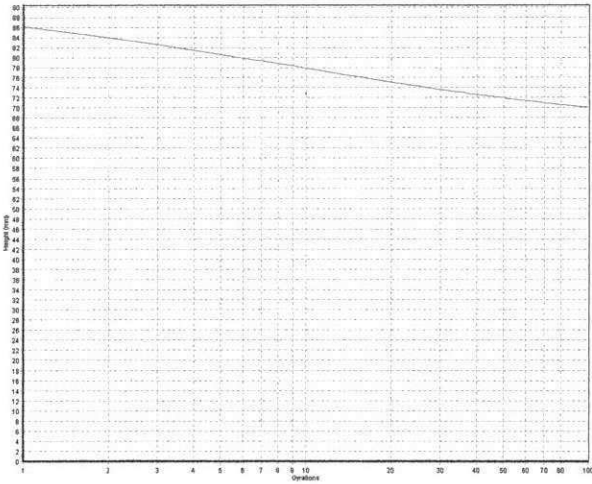


SERVOPAC Version 1.26

Run number: 1957 Date: 17/03/16
Batch: 43NP2 Weight: 1200(g)
Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min)
Control mode: 1000 kPa (shear stress)
Termination: 100 gyrations
At termination: Gyration=100 Density=2180,52kg/m3 Height=70,07mm

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Time: 10:38
Diameter: 100mm MaxDensity: 2546(kg/m3)
Comment:

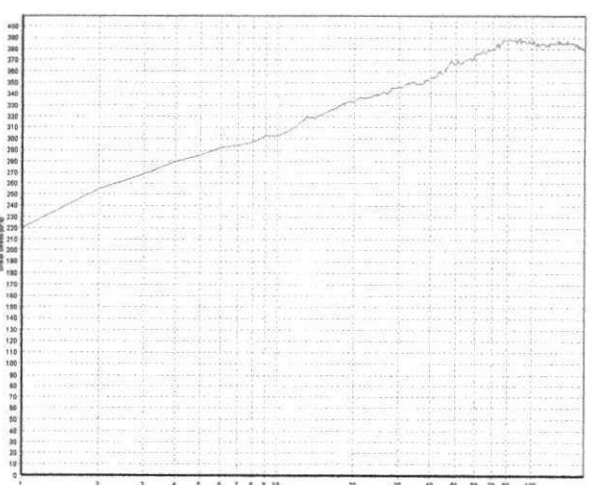
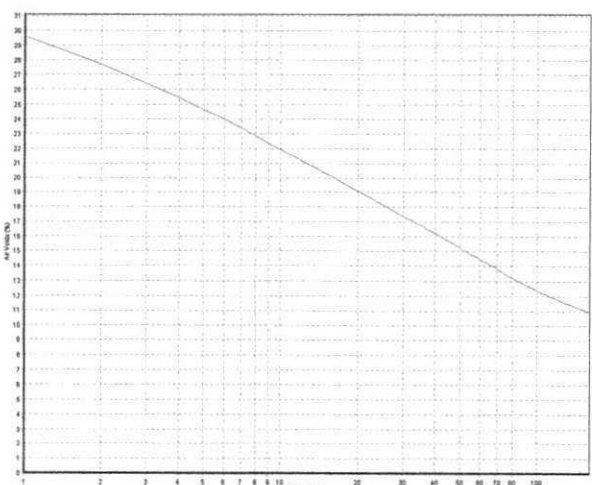
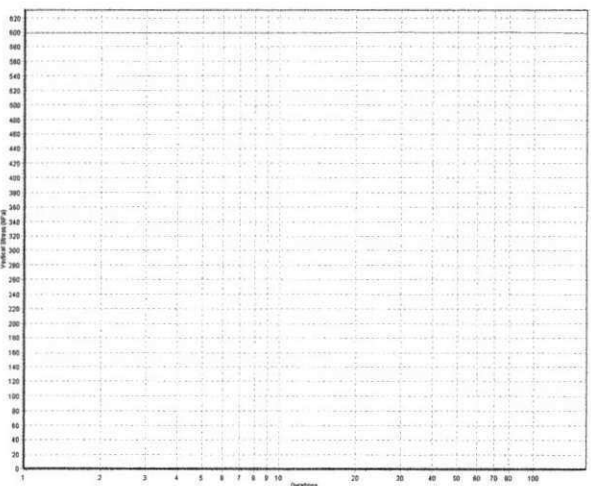
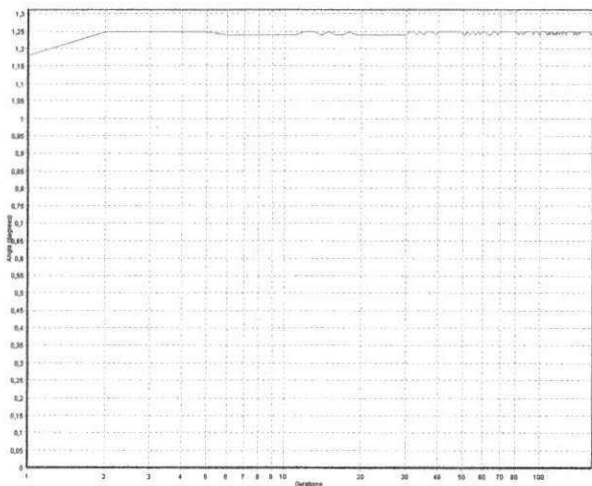
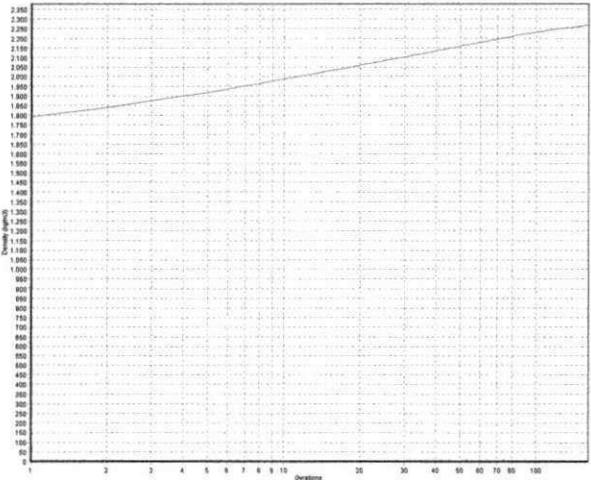
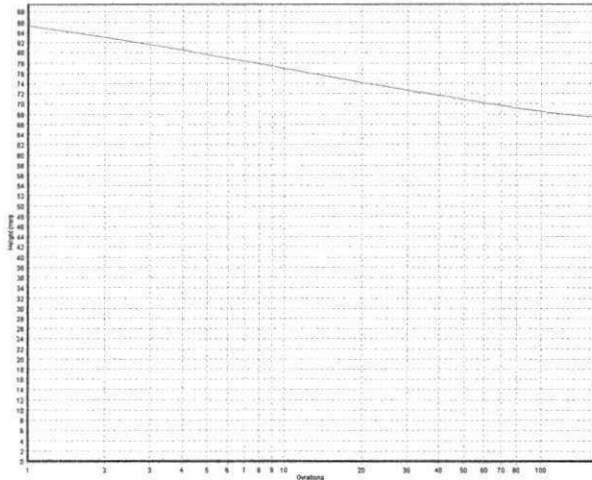


SERVOPAC Version 1.26

Run number: 1955 Date: 17/03/16
Batch: 43NM1 Weight: 1200(g)
Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min)
Control mode: 1000 kPa (shear stress)
Termination: 160 gyrations
At termination: Gyration=160 Density=2267,57kg/m3 Height=67,38mm

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Time: 10:28
Diameter: 100mm MaxDensity: 2546(kg/m3)
Comment:

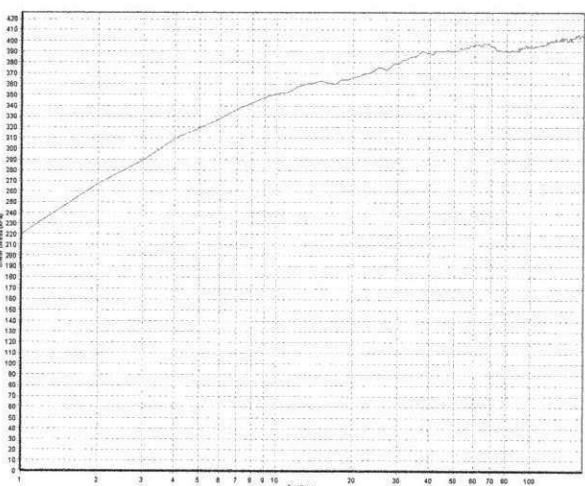
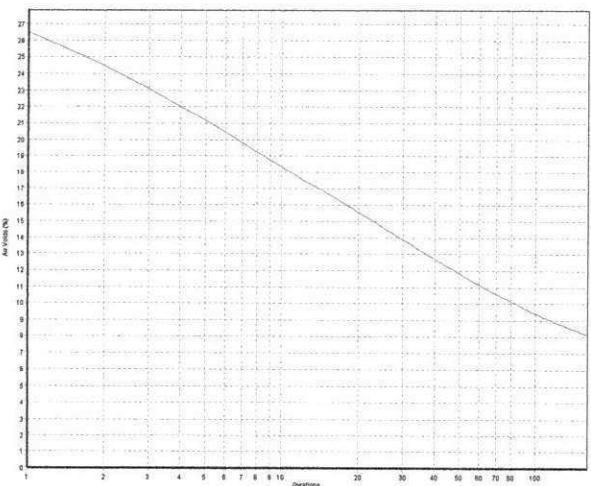
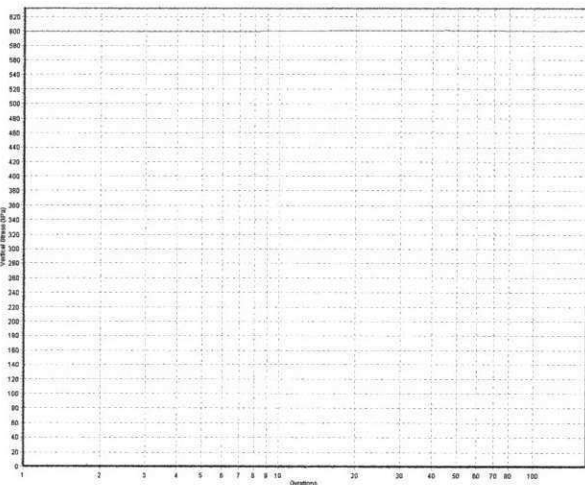
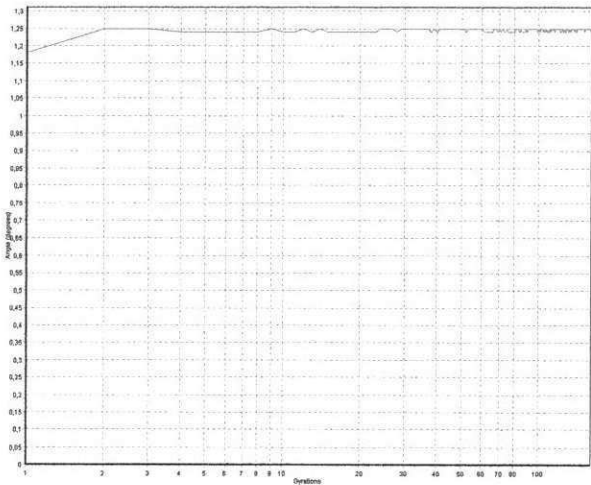
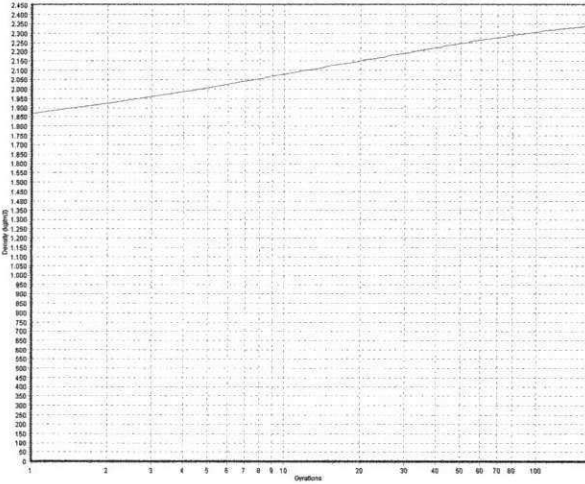
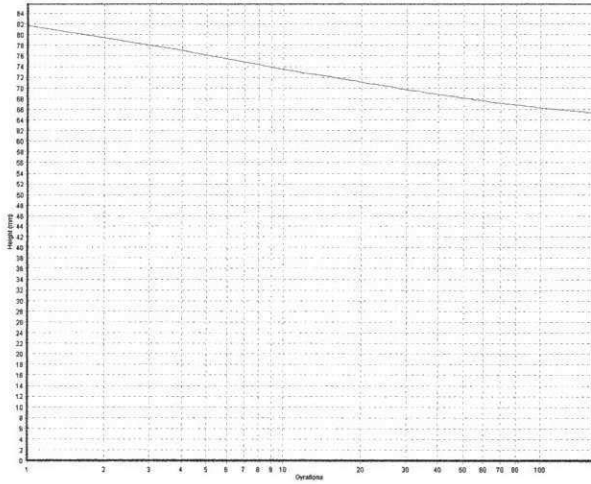


SERVOPAC Version 1.26

Run number: 1958 Date: 17/03/16
Batch: 43NM2 Weight: 1200(g)
Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min)
Control mode: 1000 kPa (shear stress)
Termination: 160 gyrations
At termination: Gyration=160 Density=2339,08kg/m3 Height=65,32mm

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Time: 10:44
Diameter: 100mm MaxDensity: 2546(kg/m3)
Comment:

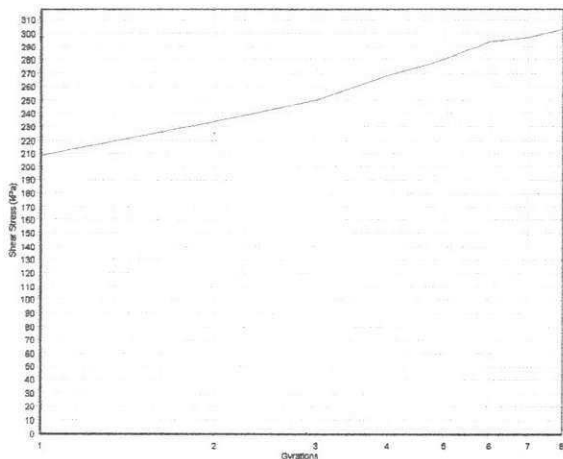
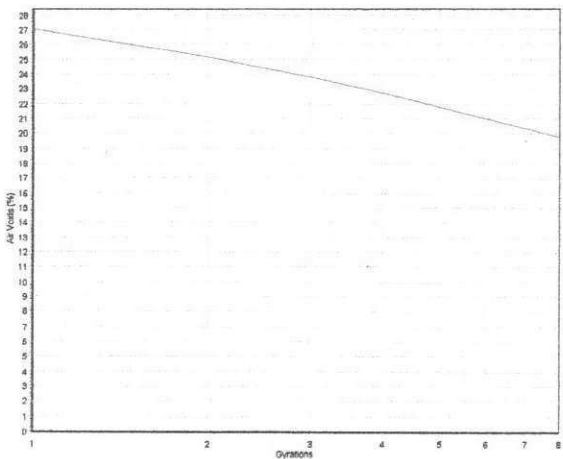
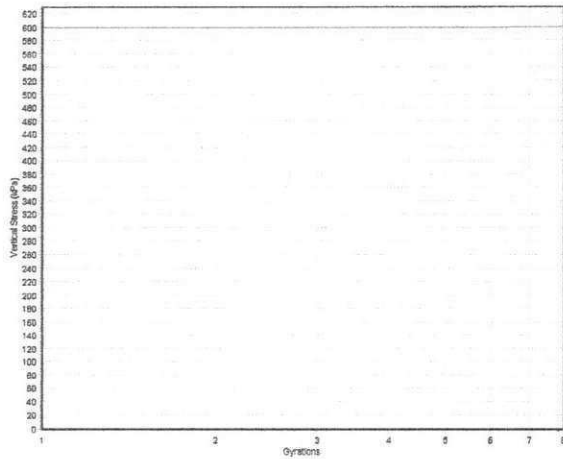
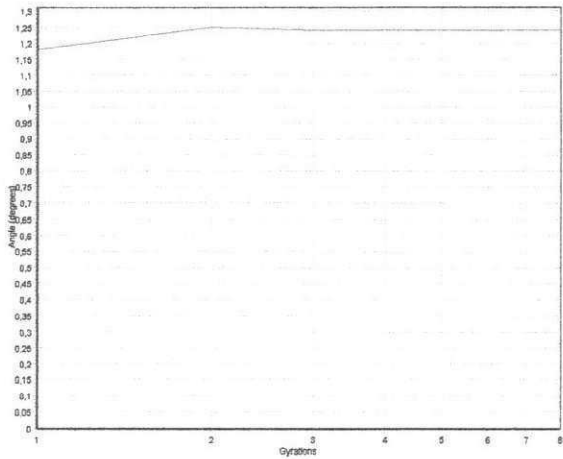
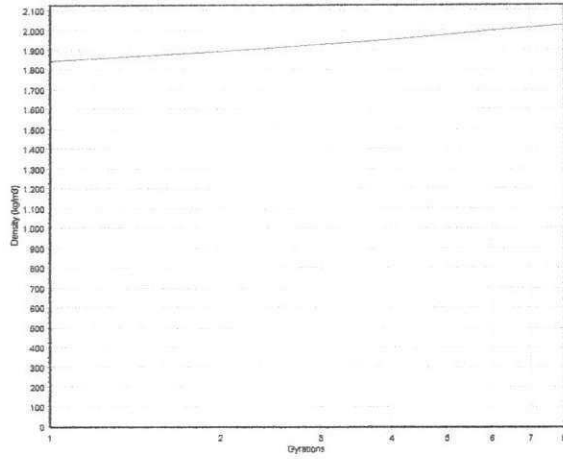
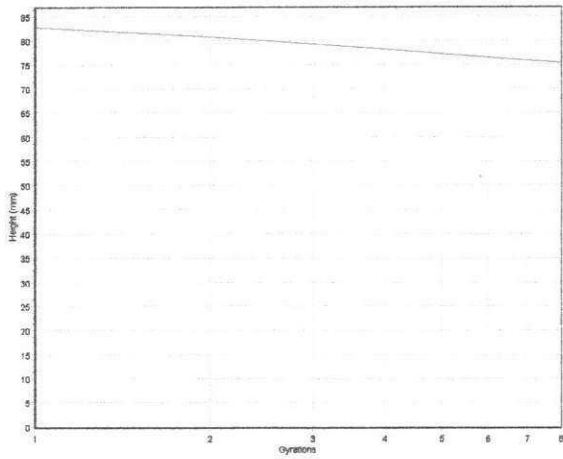


SERVOPAC Version 1.26

Run number: 166 Date: 17/03/08
Batch: 48NI1 Weight: 1200(g)
Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min)
Control mode: 1.25 degrees (gyratory angle)
Termination: 8 gyrations
At termination: Gyration=8 Density=2025,57kg/m3 Height=75,43mm

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Time: 16:31
Diameter: 100mm MaxDensity: 2526(kg/m3)
Comment:

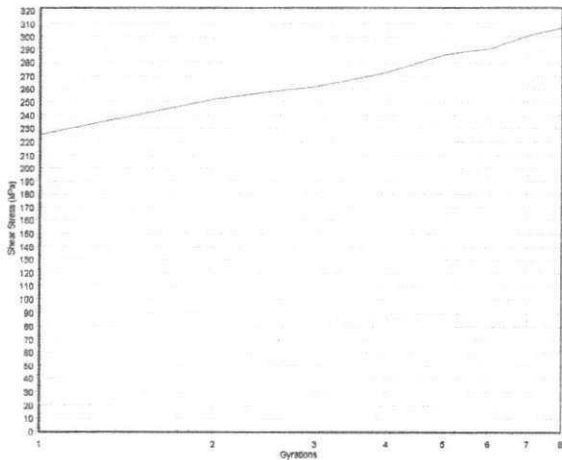
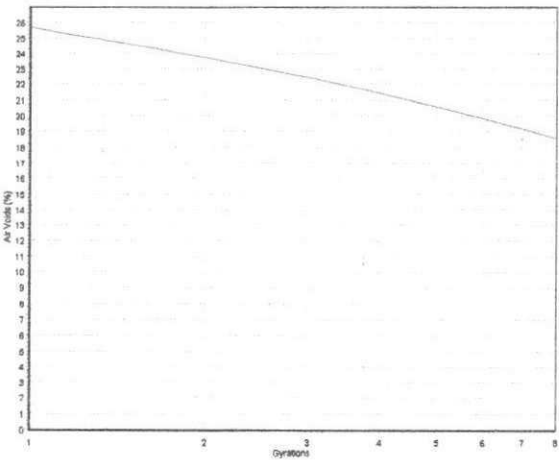
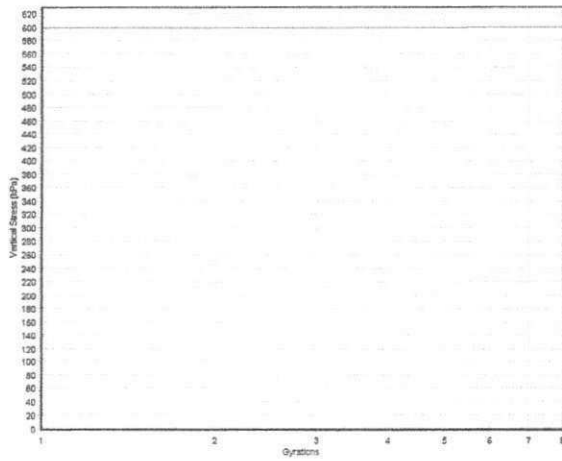
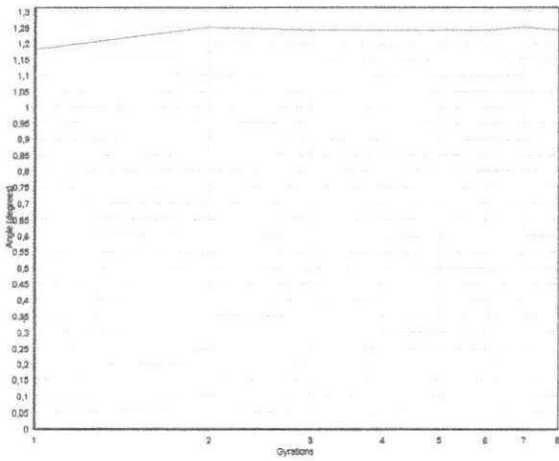
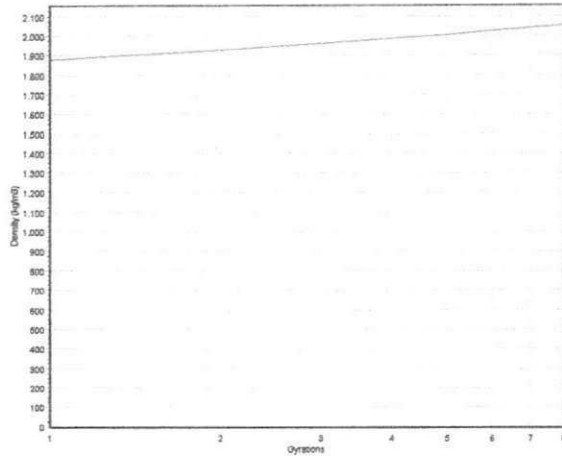
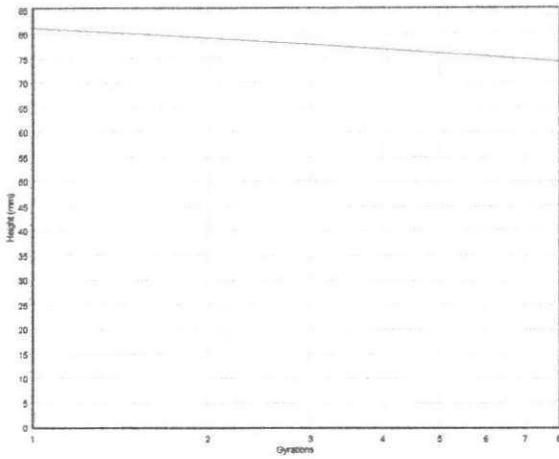


SERVOPAC Version 1.26

Run number: 172 Date: 17/03/08
Batch: 48NI2 Weight: 1200(g)
Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min)
Control mode: 1.25 degrees (gyratory angle)
Termination: 8 gyrations
At termination: Gyration=8 Density=2055,82kg/m3 Height=74,32mm

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Time: 16:59
Diameter: 100mm MaxDensity: 2526(kg/m3)
Comment:

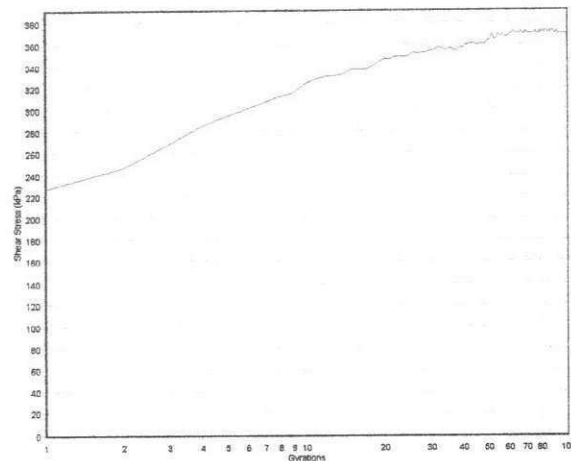
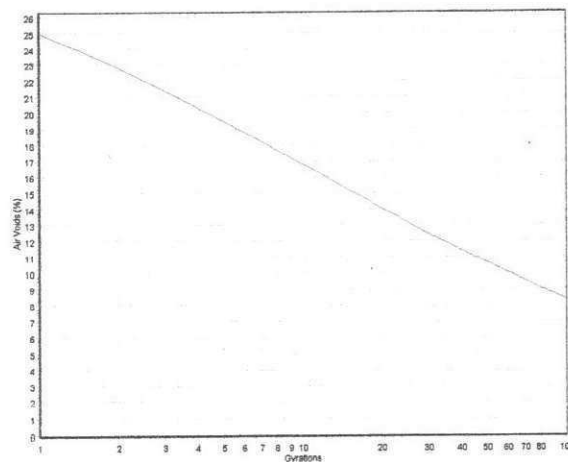
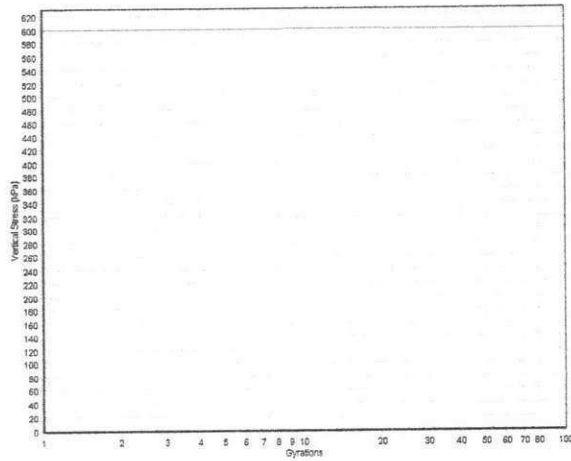
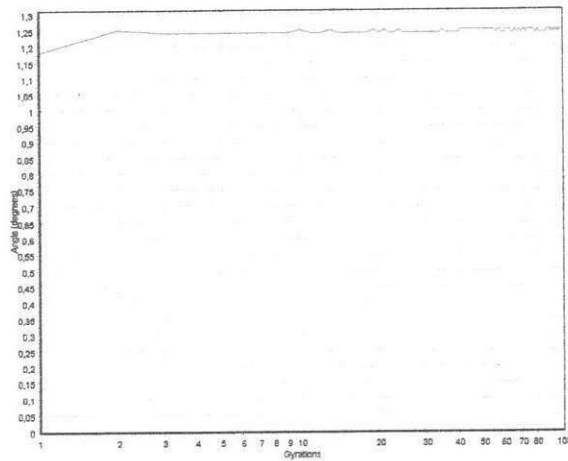
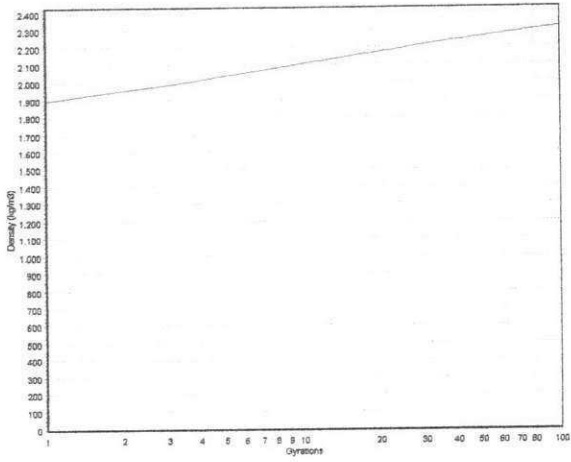
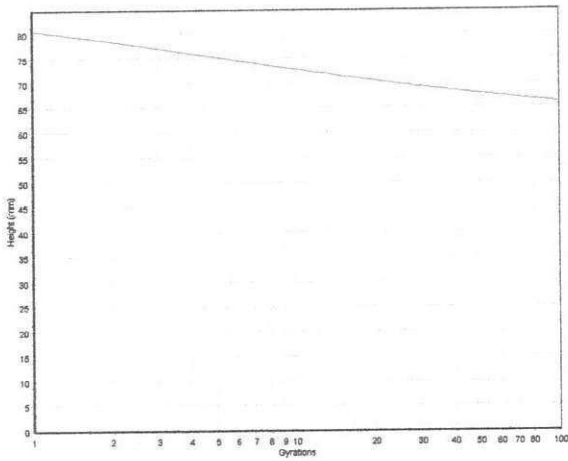


SERVOPAC Version 1.26

Run number: 170 Date: 17/03/08
Batch: 48NP1 Weight: 1200(g)
Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min)
Control mode: 1.25 degrees (gyratory angle)
Termination: 100 gyrations
At termination: Gyration=100 Density=2314,63kg/m3 Height=66,01mm

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Time: 16:47
Diameter: 100mm MaxDensity: 2526(kg/m3)
Comment:



SERVOPAC Version 1.26

Run number: 164

Date: 17/03/08

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Time: 16:18

Batch: 48NP2

Weight: 1200(g)

Diameter: 100mm

MaxDensity: 2536(kg/m3)

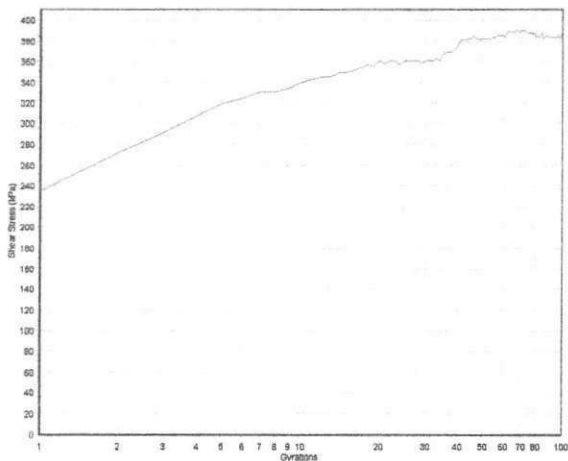
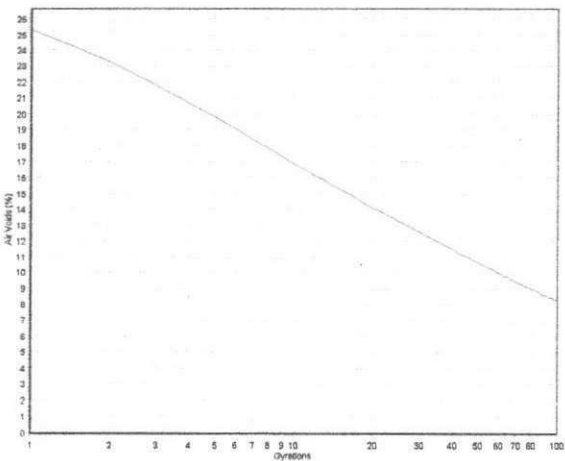
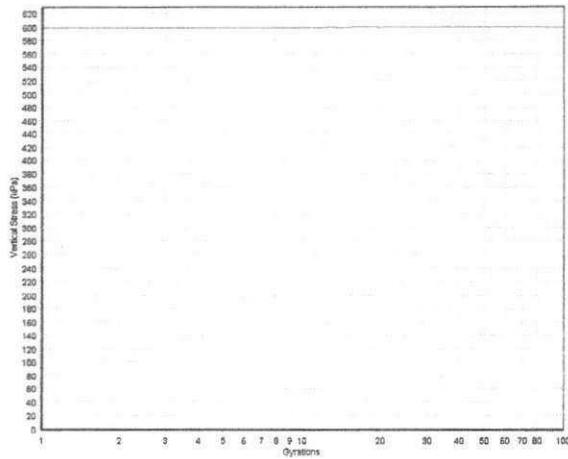
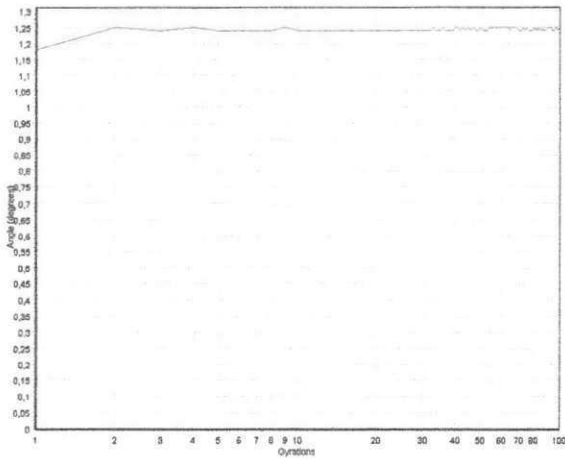
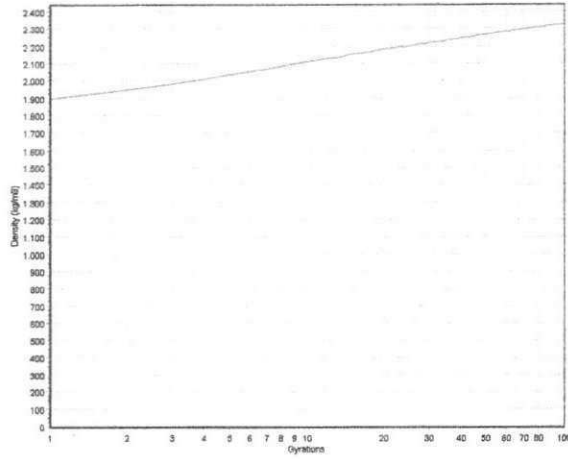
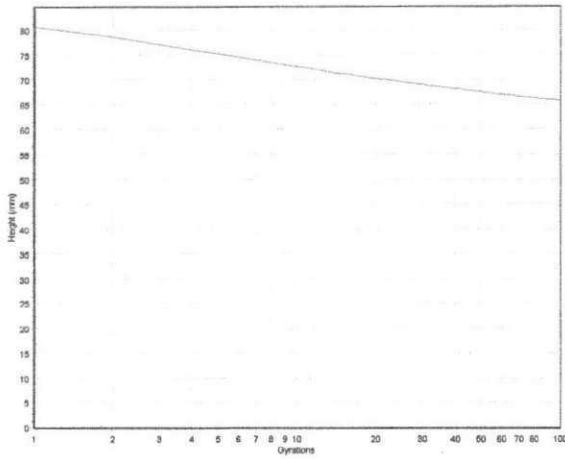
Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min)

Comment:

Control mode: 1.25 degrees (gyratory angle)

Termination: 100 gyrations

At termination: Gyration=100 Density=2325,55kg/m3 Height=65,70mm

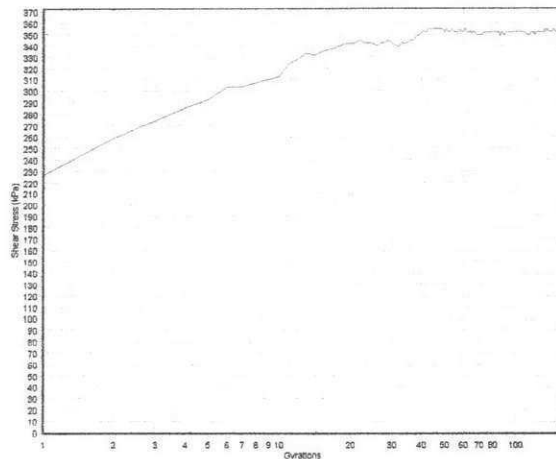
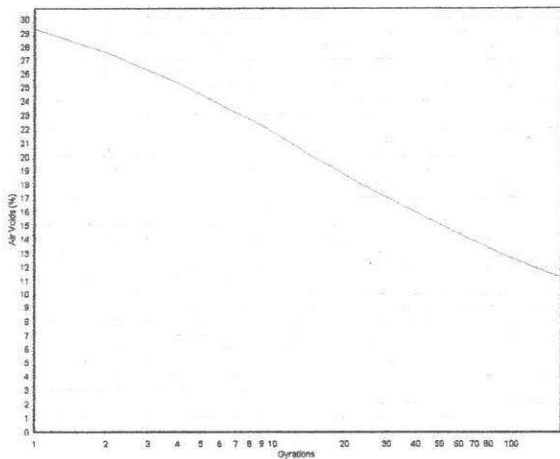
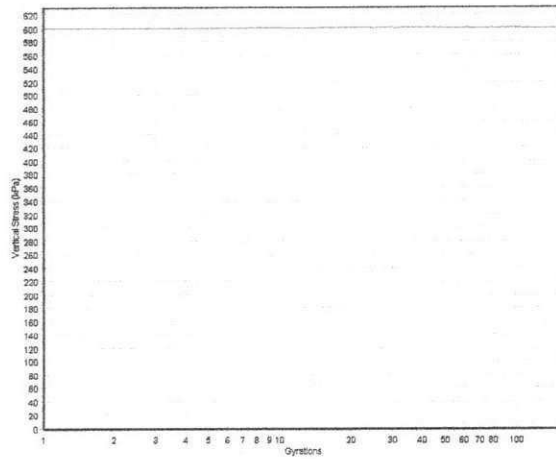
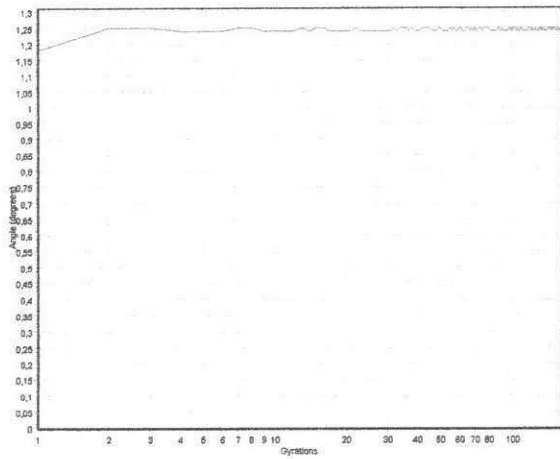
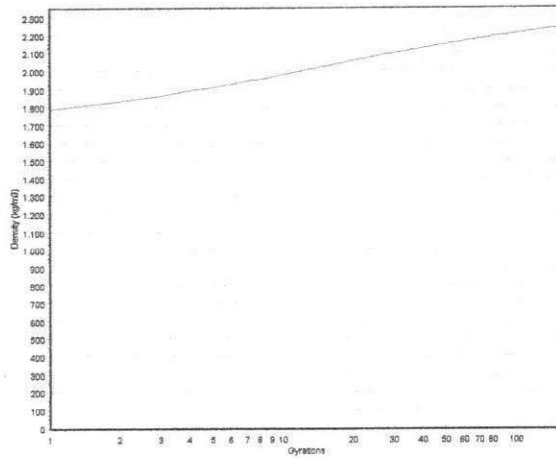
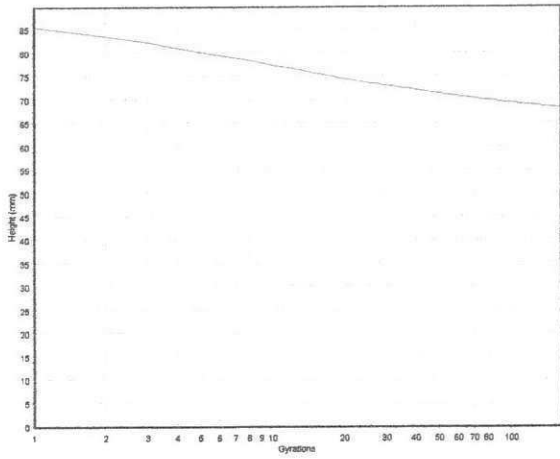


SERVOPAC Version 1.26

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Run number: 168 Date: 17/03/08
Batch: 48NM1 Weight: 1200(g)
Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min)
Control mode: 1.25 degrees (gyratory angle)
Termination: 160 gyrations
At termination: Gyration=160 Density=2242,28kg/m3 Height=68,14mm

Time: 16:38
Diameter: 100mm MaxDensity: 2526(kg/m3)
Comment:

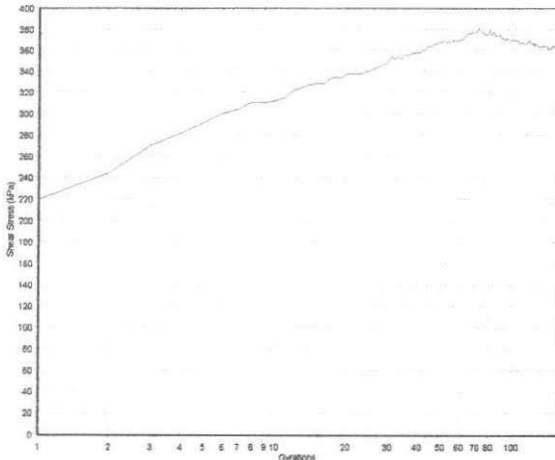
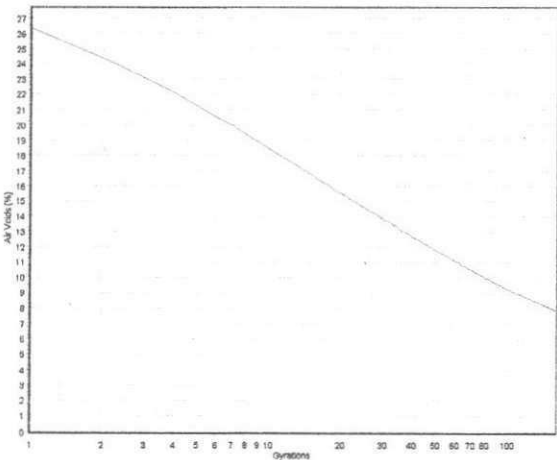
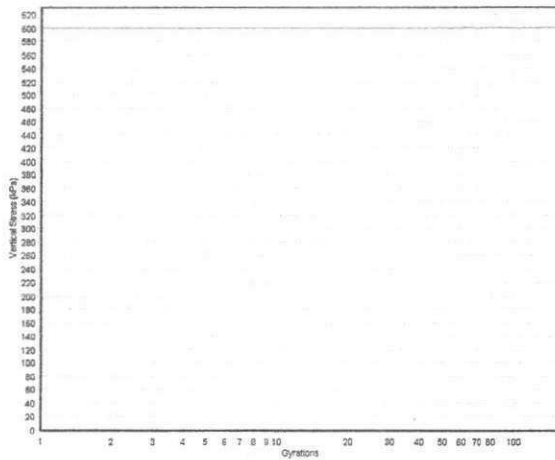
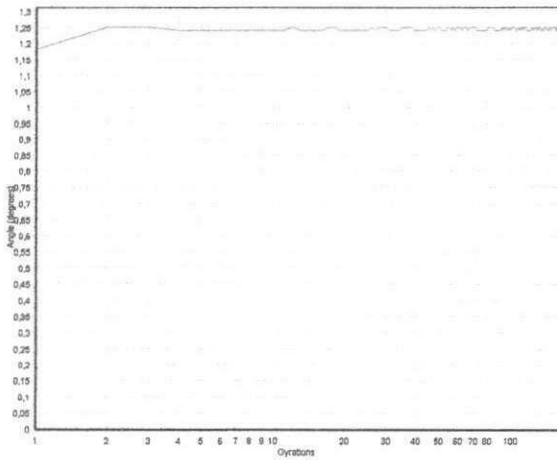
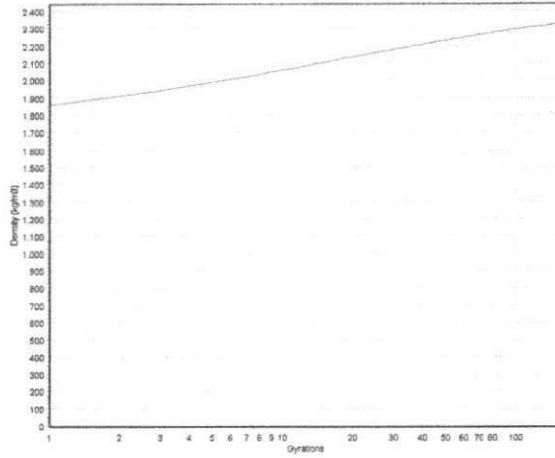
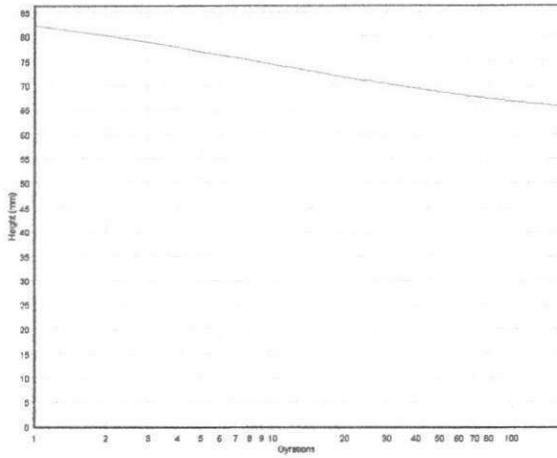


SERVOPAC Version 1.26

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Run number: 174 Date: 17/03/08
Batch: 48NM2 Weight: 1200(g)
Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min)
Control mode: 1.25 degrees (gyratory angle)
Termination: 160 gyrations
At termination: Gyration=160 Density=2325,20kg/m3 Height=65,71mm

Time: 17:06
Diameter: 100mm MaxDensity: 2525(kg/m3)
Comment:

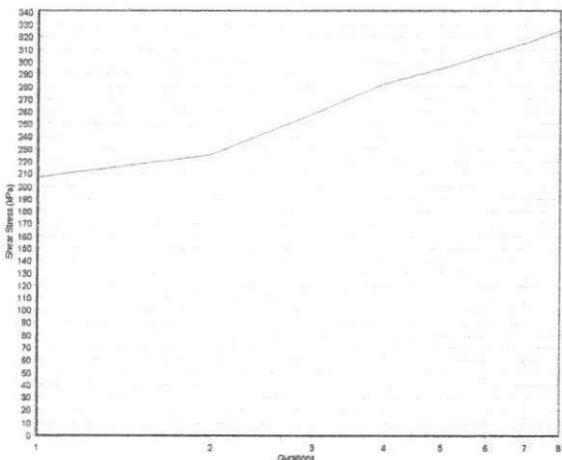
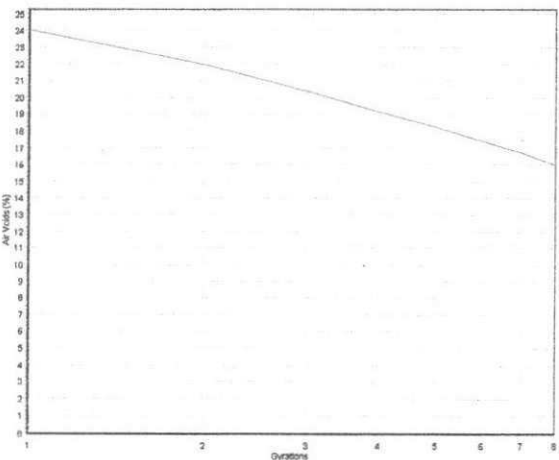
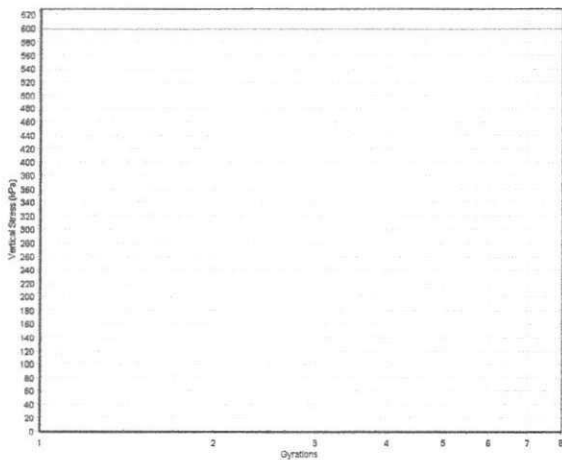
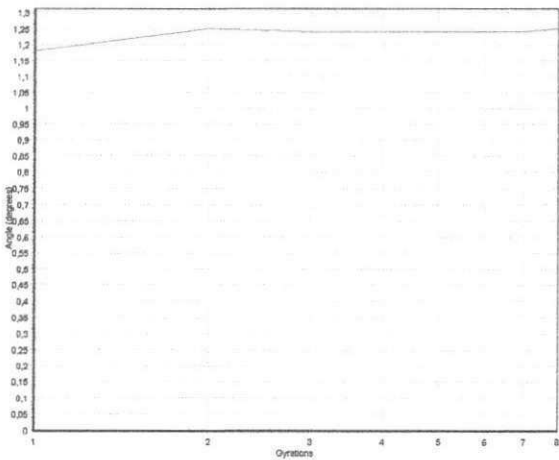
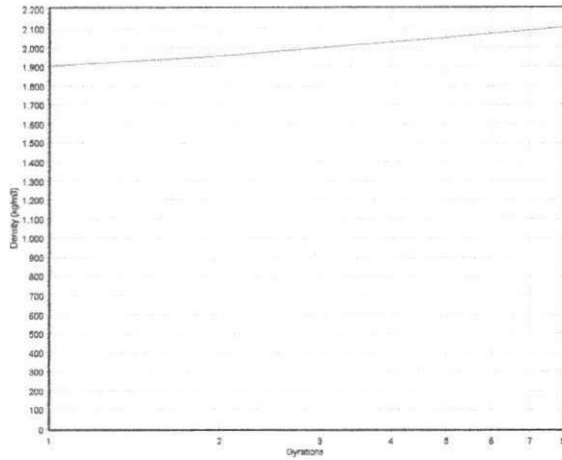
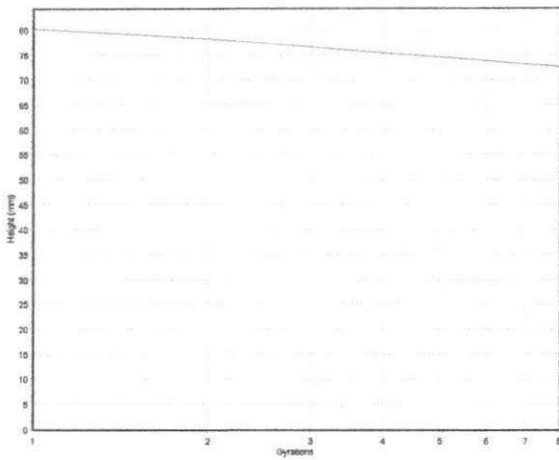


SERVOPAC Version 1.26

Run number: 163
Batch: 53NI1
Vertical stress: 600kPa
Control mode: 1.25 degrees (gyratory angle)
Termination: 8 gyrations
At termination: Gyration=8

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Date: 17/03/08
Time: 16:14
Weight: 1200(g)
Diameter: 100mm
MaxDensity: 2507(kg/m3)
Rate: 30 (gyrn/min)
Comment:

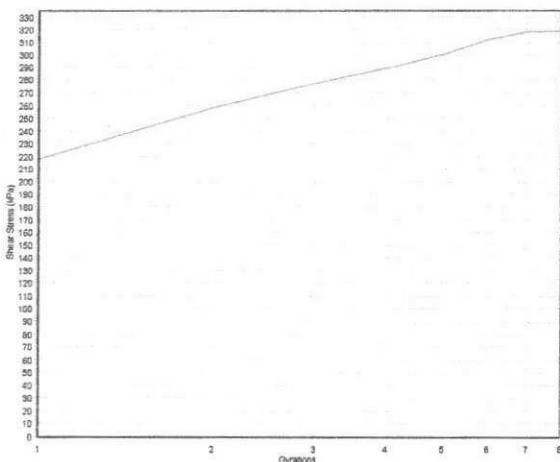
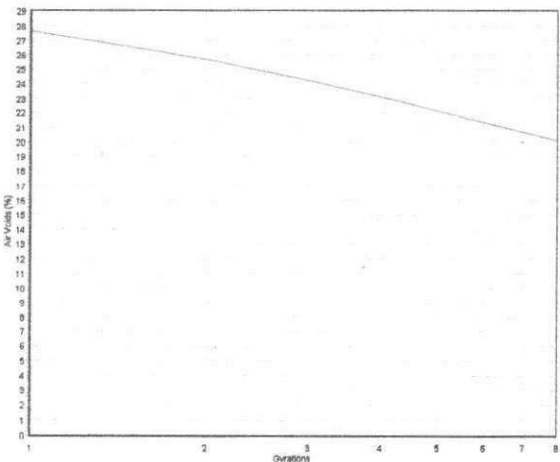
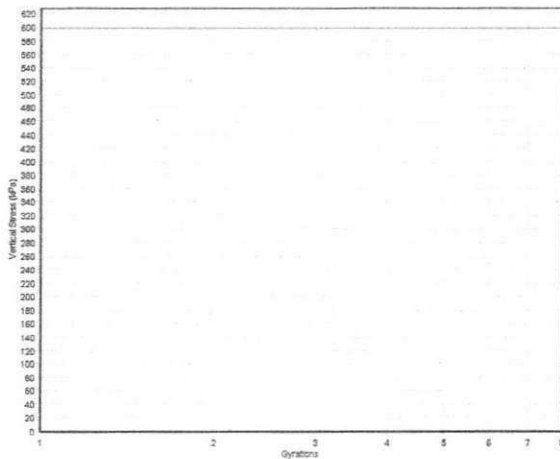
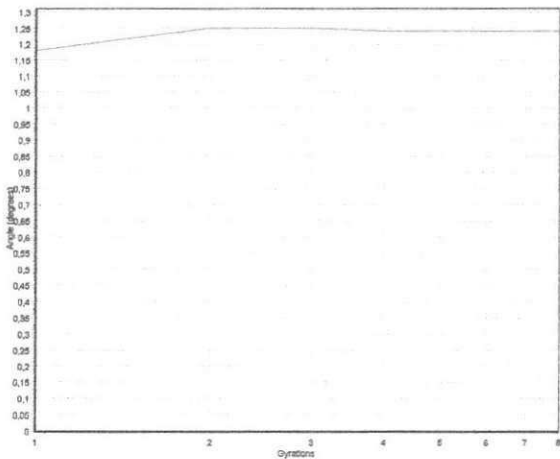
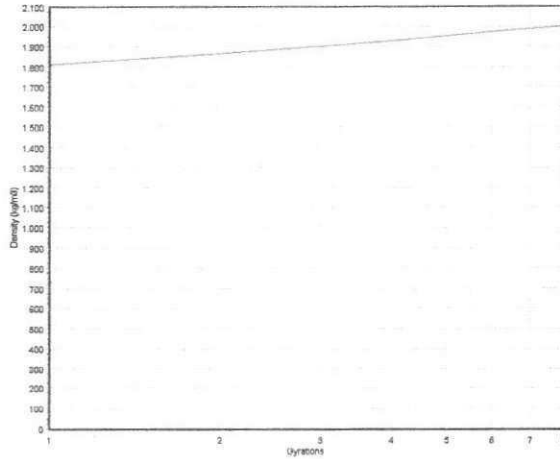
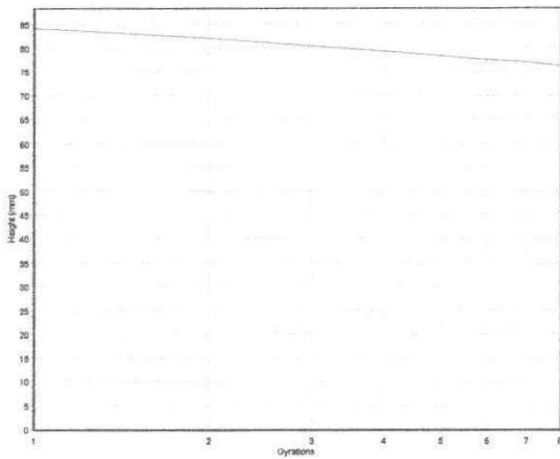


SERVOPAC Version 1.26

Run number: 169 Date: 17/03/08
Batch: 53NI2 Weight: 1200(g)
Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min)
Control mode: 1.25 degrees (gyratory angle)
Termination: 8 gyrations
At termination: Gyrations=8 Density=2002,21kg/m3 Height=76,31mm

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Time: 16:45
Diameter: 100mm MaxDensity: 2507(kg/m3)
Comment:



SERVOPAC Version 1.26

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Run number: 173 Date: 17/03/08

Time: 17:01

Batch: 53NPI Weight: 1200(g)

Diameter: 100mm

MaxDensity: 2507(kg/m3)

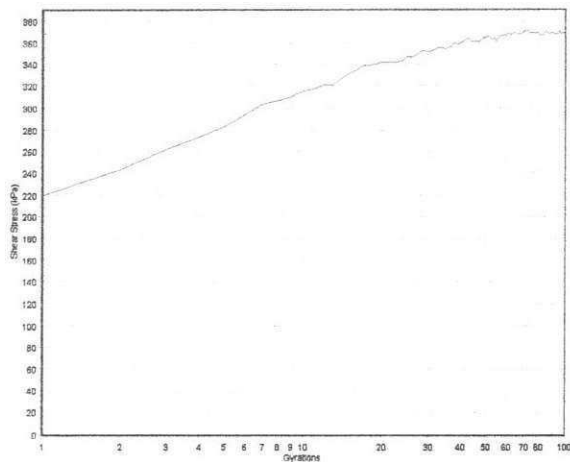
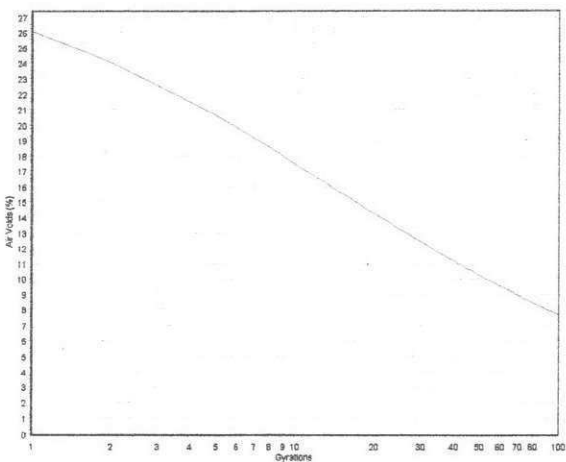
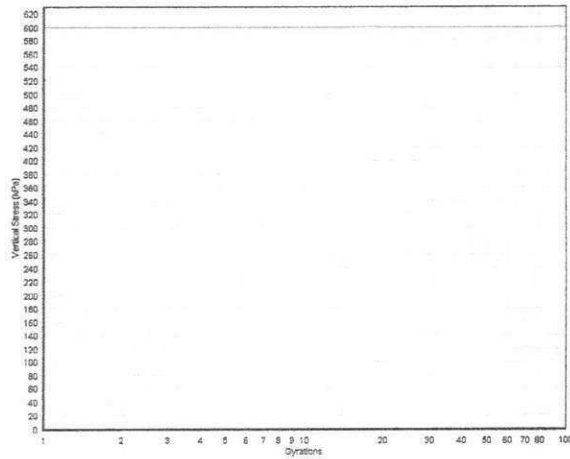
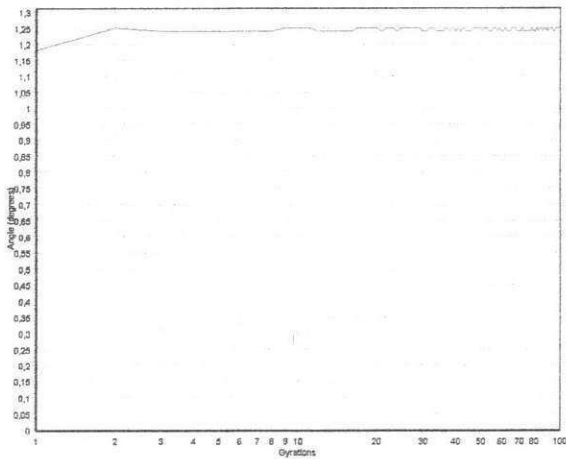
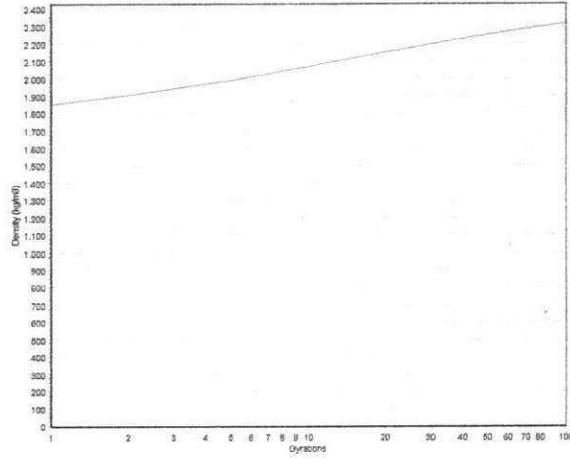
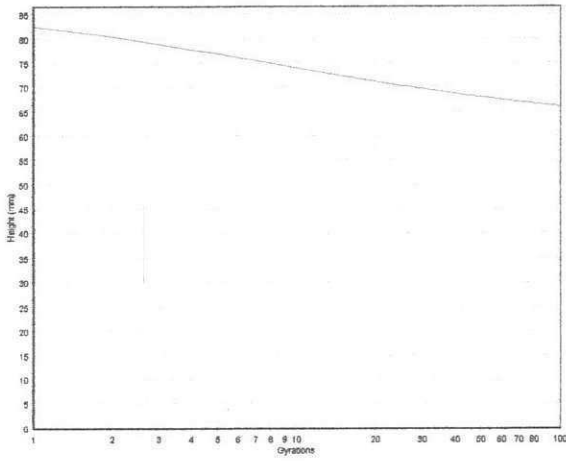
Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min)

Comment:

Control mode: 1.25 degrees (gyratory angle)

Termination: 100 gyrations

At termination: Gyration=100 Density=2313,93kg/m3 Height=66,03mm

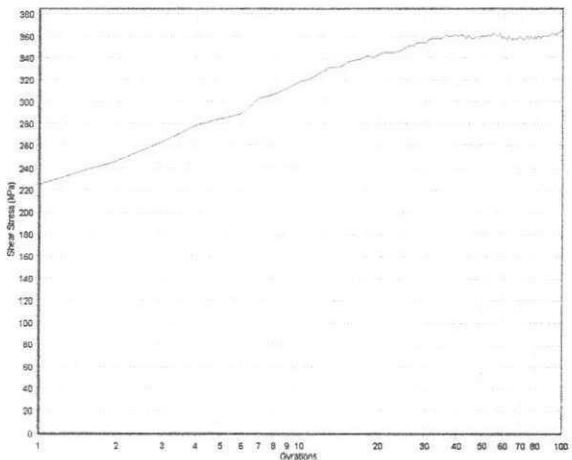
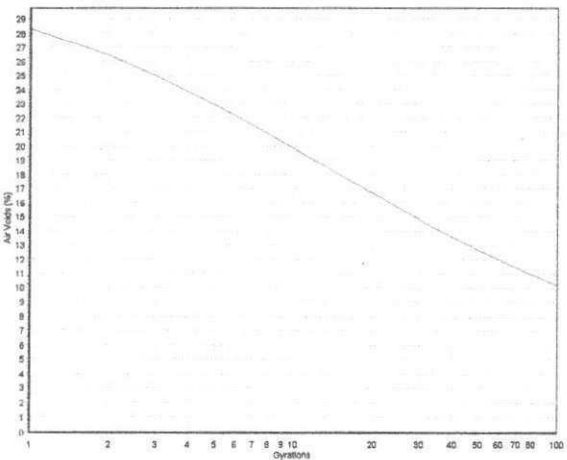
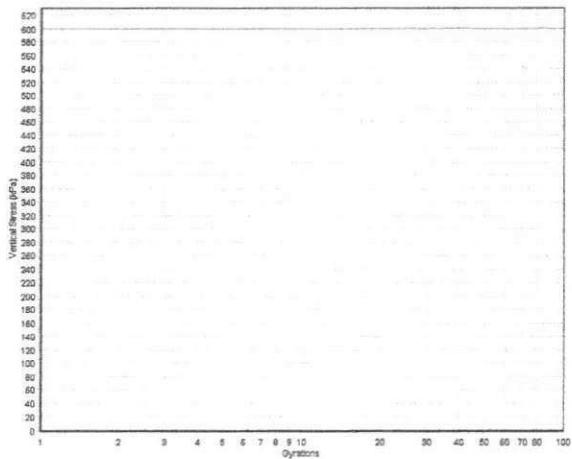
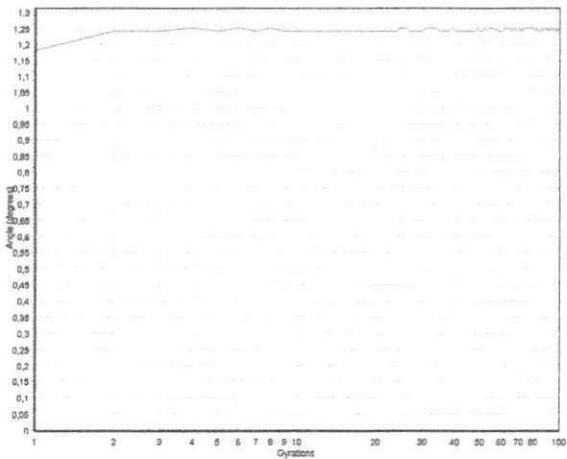
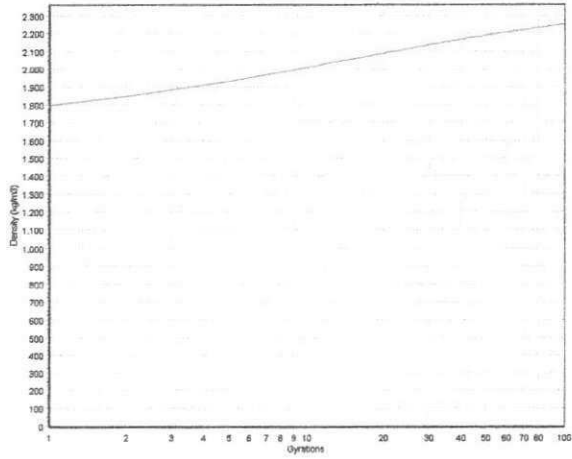
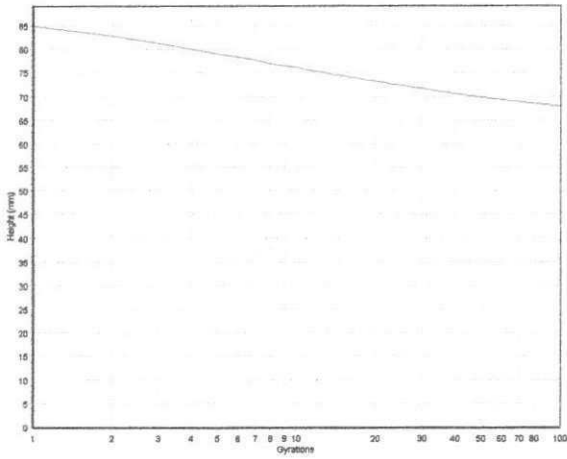


SERVOPAC Version 1.26

Run number: 167 Date: 17/03/08
Batch: 53NP2 Weight: 1200(g)
Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min)
Control mode: 1.25 degrees (gyratory angle)
Termination: 100 gyrations
At termination: Gyrations=100 Density=2250,53kg/m3 Height=67,89mm

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Time: 16:33
Diameter: 100mm MaxDensity: 2507(kg/m3)
Comment:

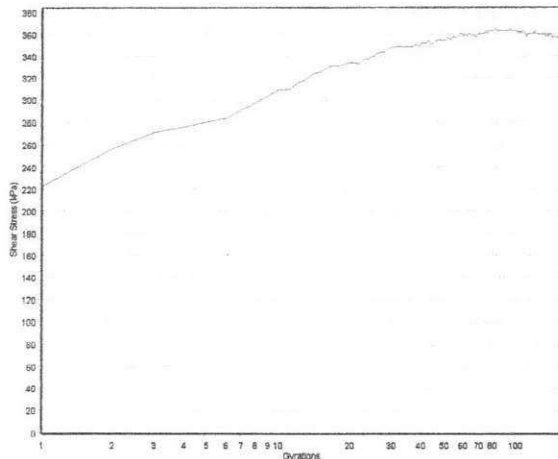
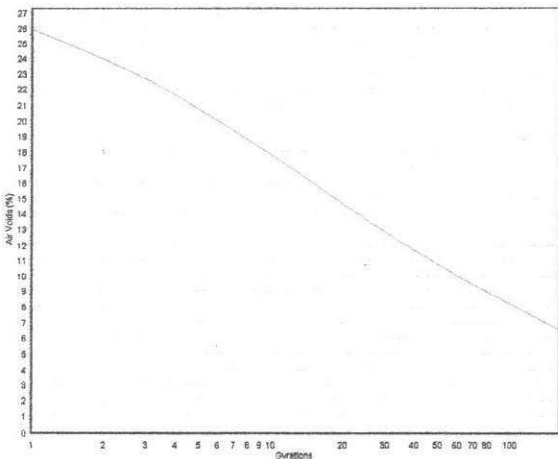
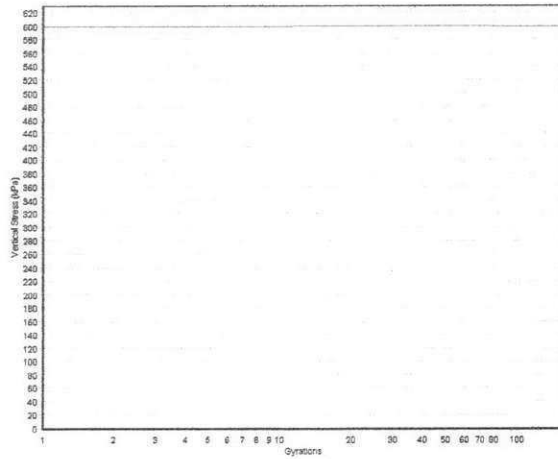
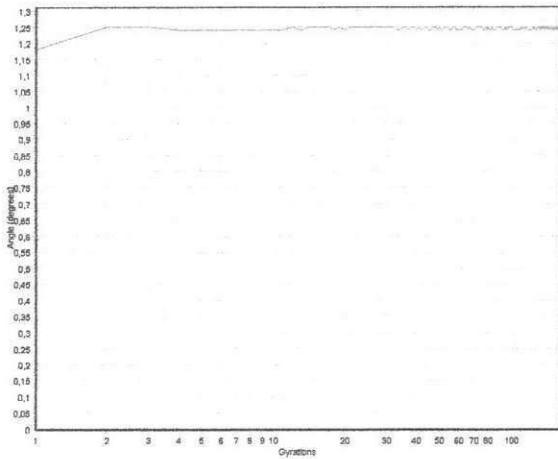
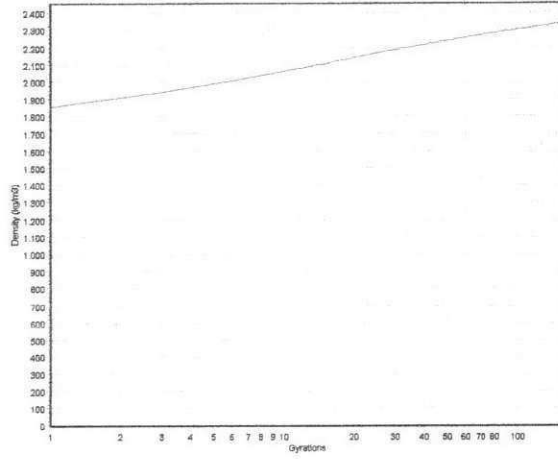
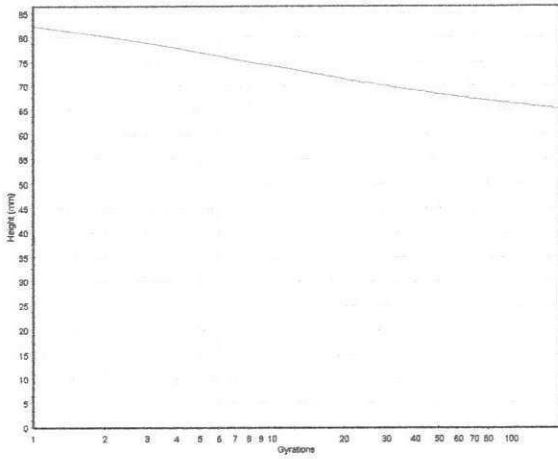


SERVOPAC Version 1.26

Run number: 165 Date: 17/03/08
Batch: 53NM1 Weight: 1200(g)
Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min)
Control mode: 1.25 degrees (gyratory angle)
Termination: 160 gyrations
At termination: Gyrations=160 Density=2340,87kg/m3 Height=65,27mm

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Time: 16:24
Diameter: 100mm MaxDensity: 2507(kg/m3)
Comment:

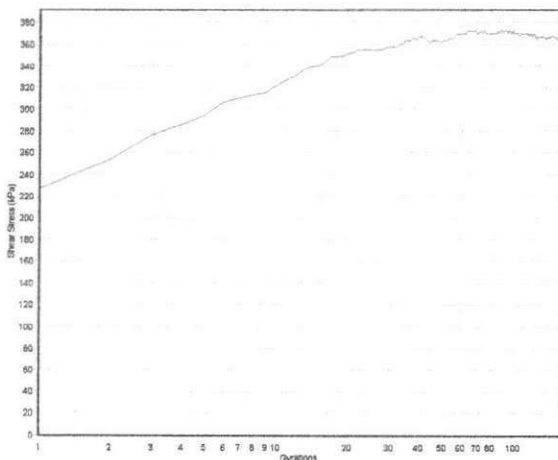
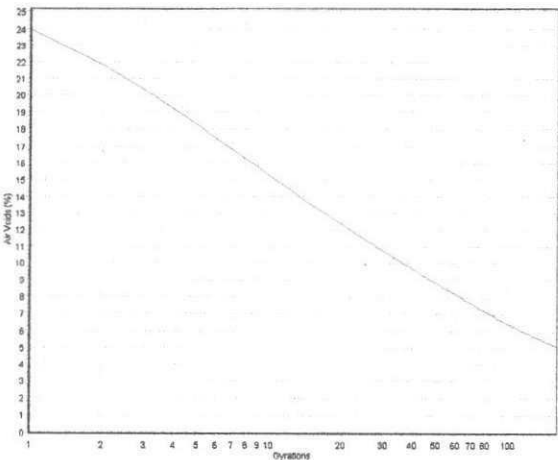
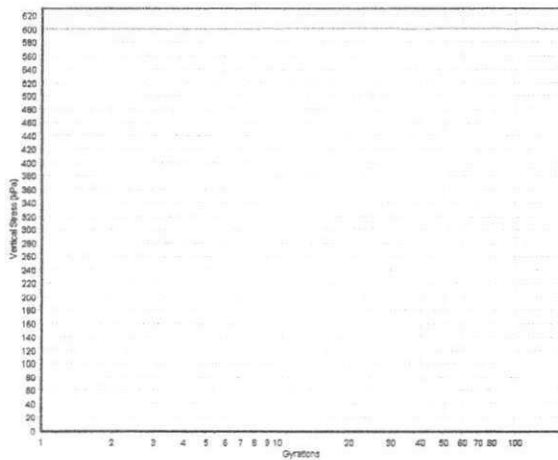
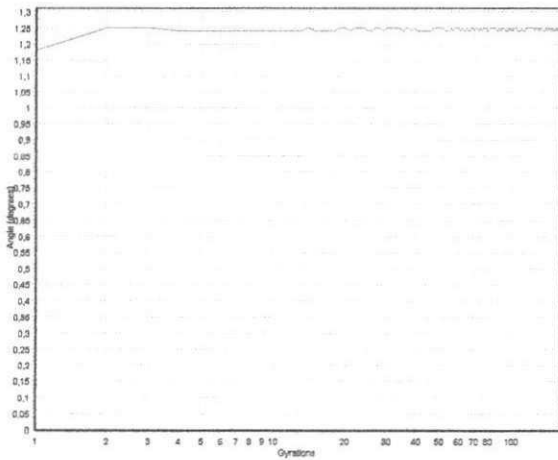
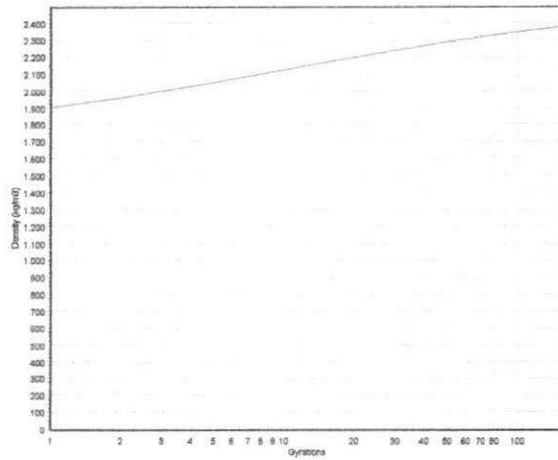
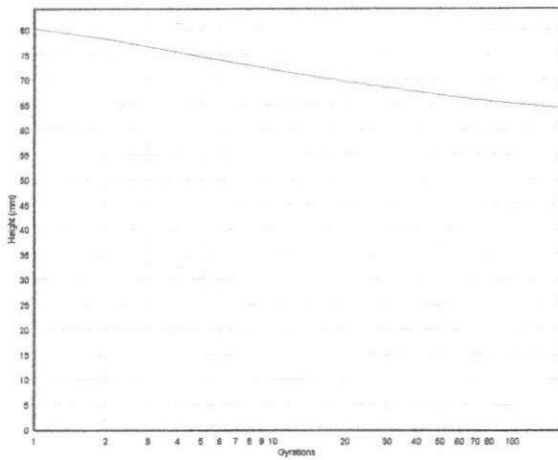


SERVOPAC Version 1.26

Run number: 171 Date: 17/03/08
Batch: 53NM2 Weight: 1200(g)
Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min)
Control mode: 1.25 degrees (gyratory angle)
Termination: 160 gyrations
At termination: Gyrations=160 Density=2378,41kg/m3 Height=64,24mm

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Time: 16:52
Diameter: 100mm MaxDensity: 2507(kg/m3)
Comment:

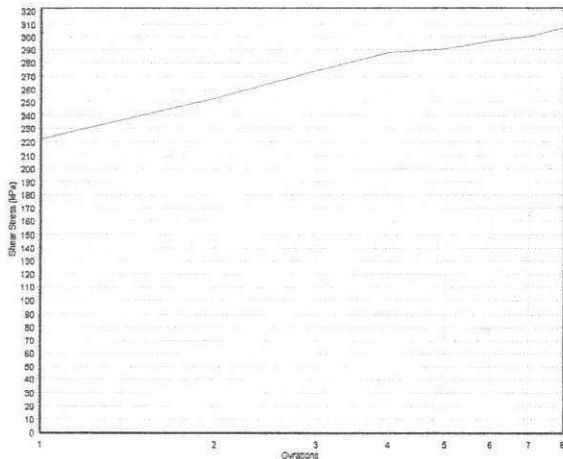
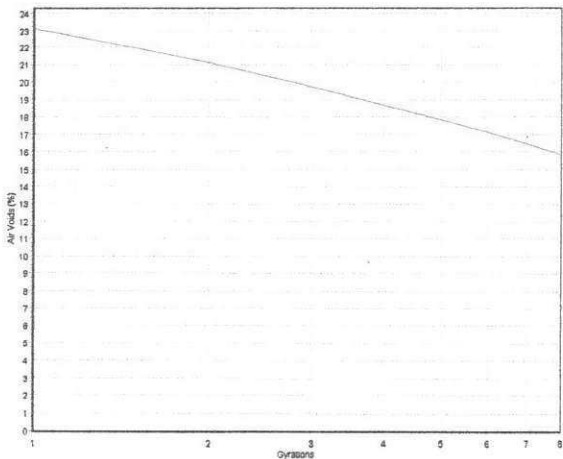
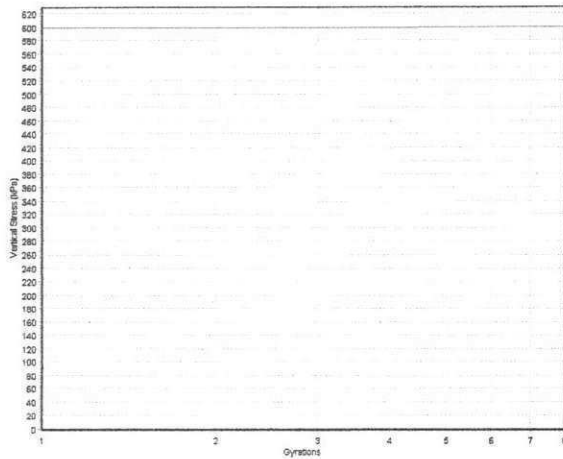
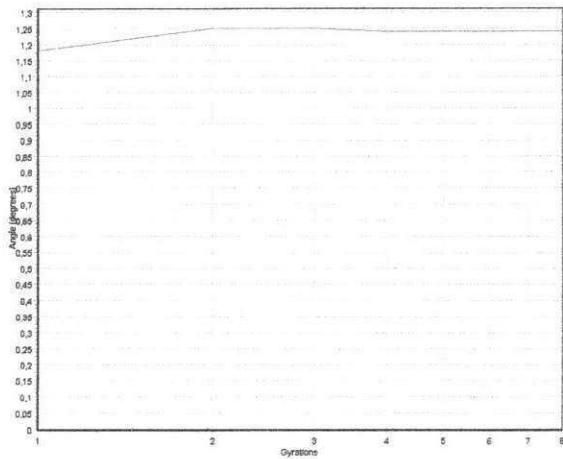
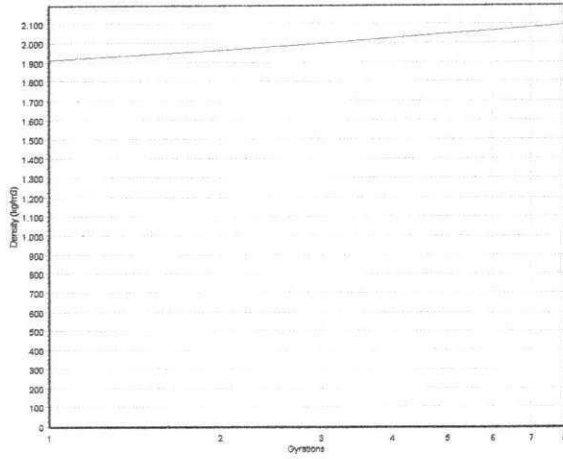
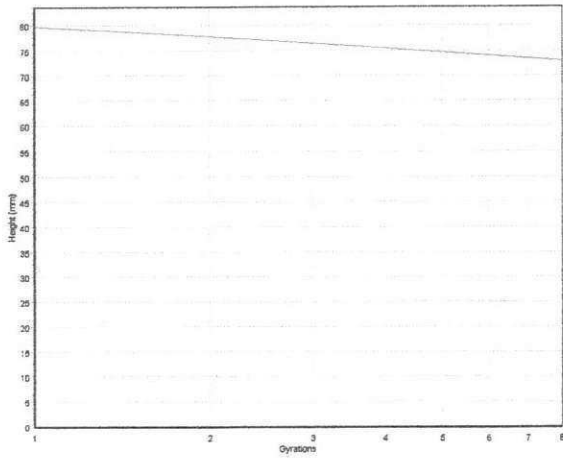


SERVOPAC Version 1.26

Run number: 1921 Date: 17/03/09
Batch: 58NI1 Weight: 1200(g)
Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min)
Control mode: 1000 kPa (shear stress)
Termination: 8 gyrations
At termination: Gyration=8 Density=2093,00kg/m3 Height=73,00mm

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Time: 11:03
Diameter: 100mm MaxDensity: 2488(kg/m3)
Comment:



SERVOPAC Version 1.26

Run number: 1924

Batch: 58NI2

Vertical stress: 600kPa

Control mode: 1000 kPa (shear stress)

Termination: 8 gyrations

At termination: Gyrations=8

Date: 17/03/09

Weight: 1200(g)

Rate: 30 (gyrn/min)

Density=2070,31kg/m3

Industrial Process Controls (Australia) Limited

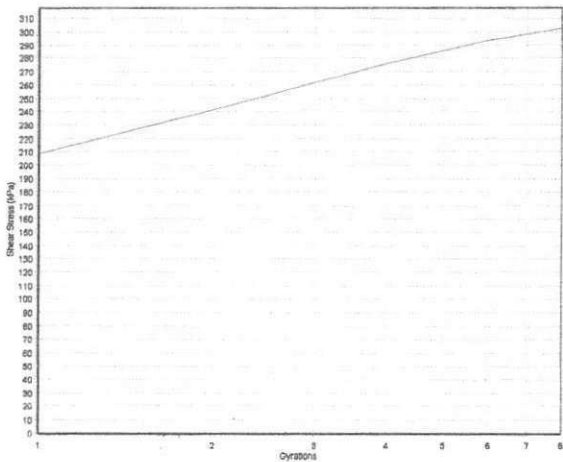
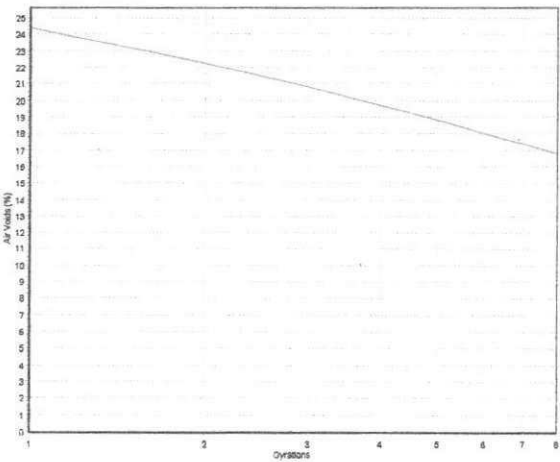
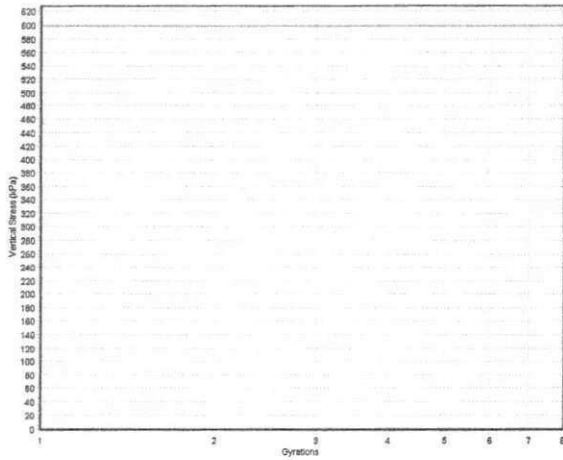
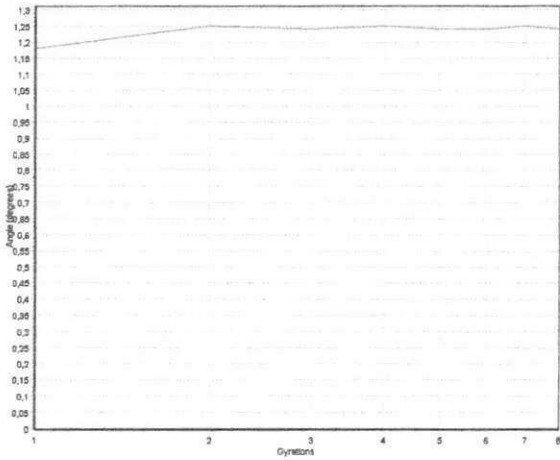
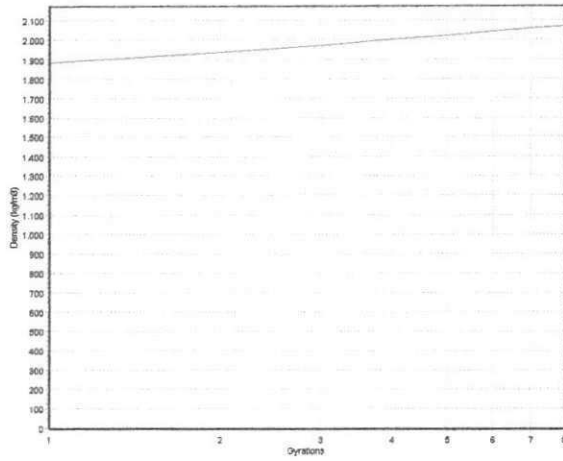
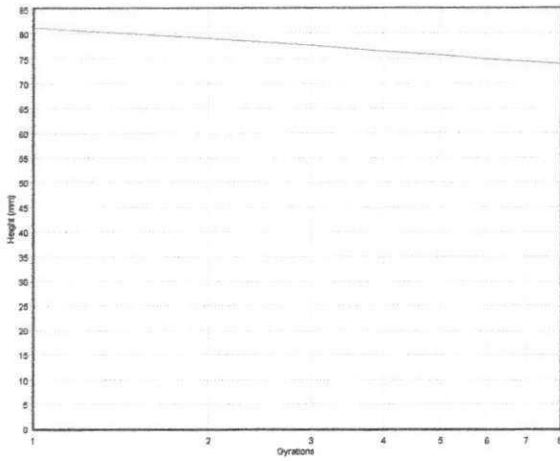
Time: 11:16

Diameter: 100mm

Comment:

MaxDensity: 2488(kg/m3)

Height=73,80mm

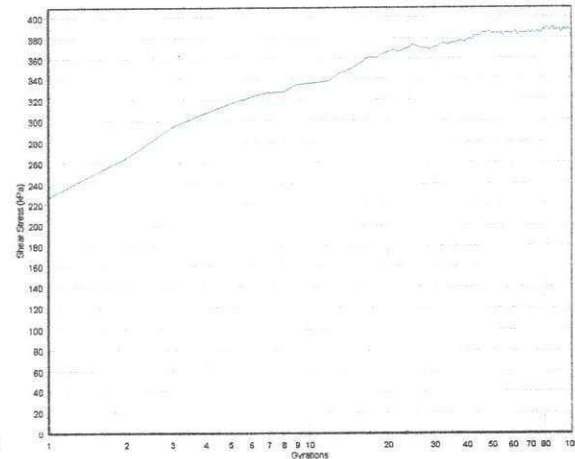
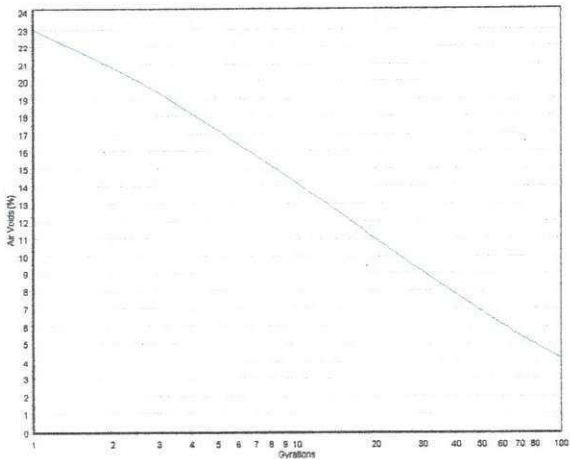
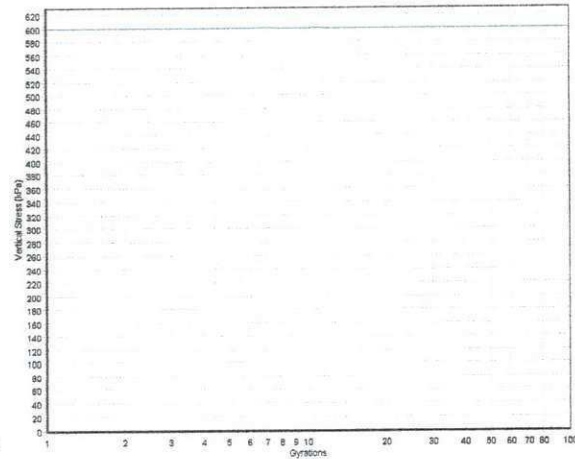
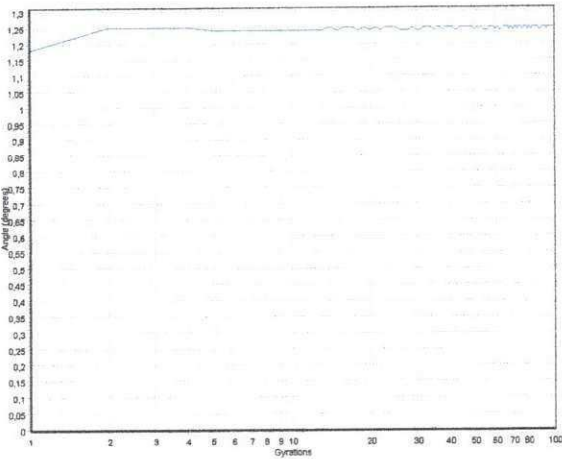
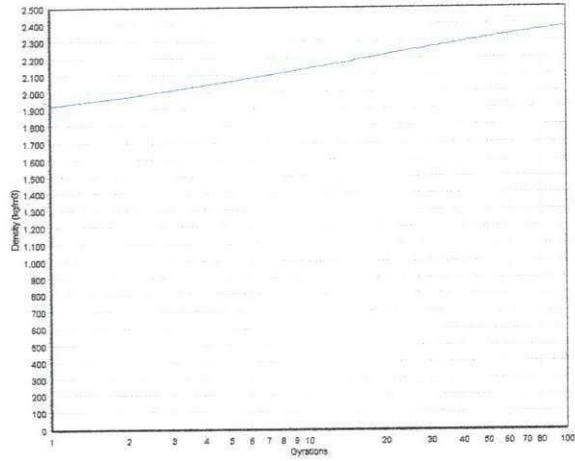
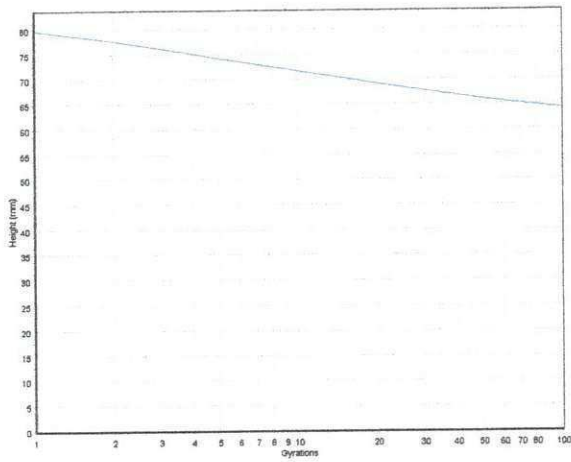


SERVOPAC Version 1.26

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Run number: 1922 Date: 17/03/09
Batch: 58NP1 Weight: 1200(g)
Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min)
Control mode: 1000 kPa (shear stress)
Termination: 100 gyrations
At termination: Gyration=100 Density=2382,86kg/m3 Height=64,12mm

Time: 11:04
Diameter: 100mm MaxDensity: 2488 (kg/m3)
Comment:



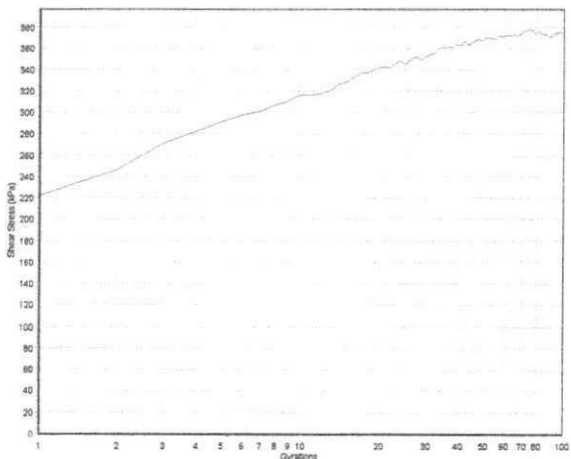
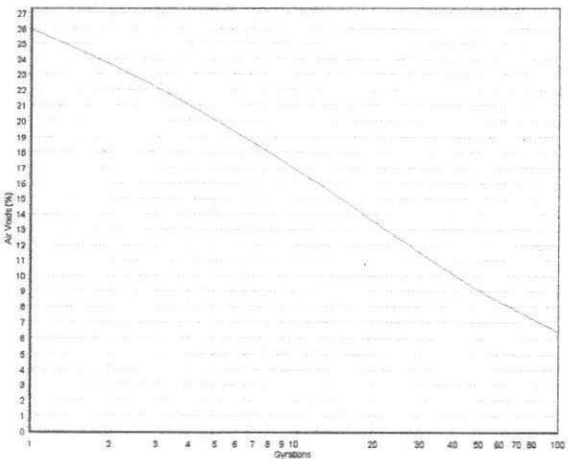
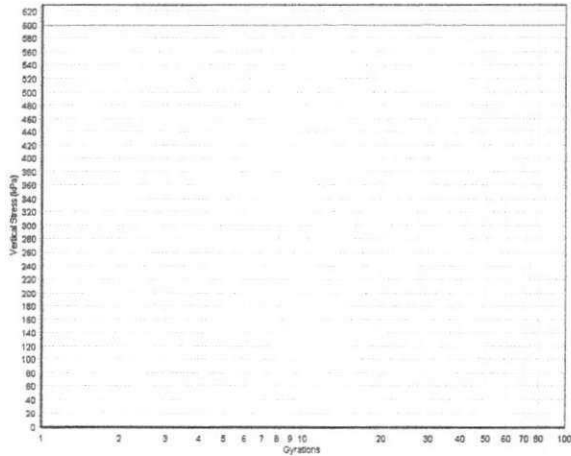
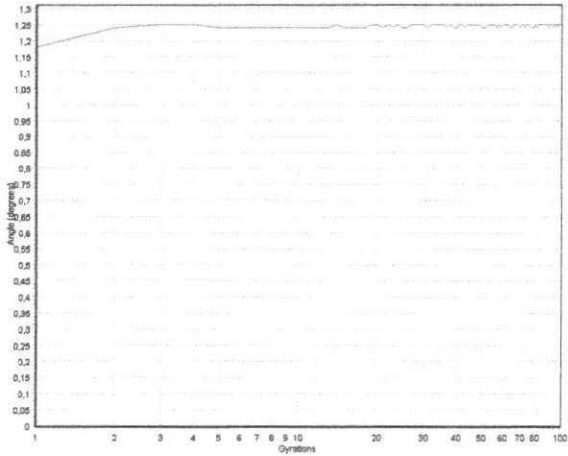
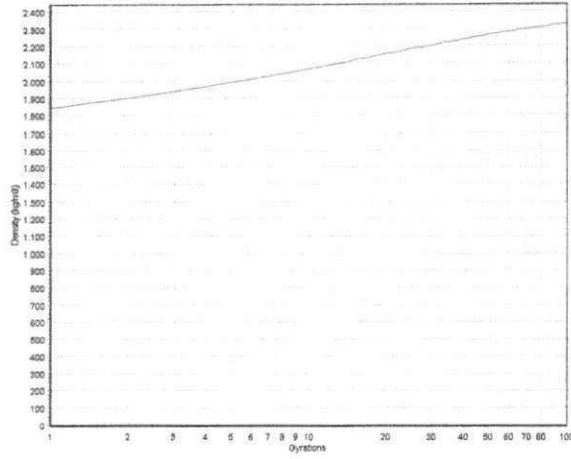
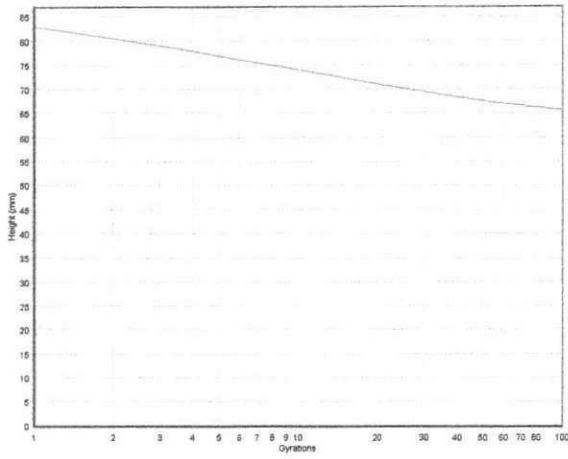
IPCC/BIBLIOTECA/BC

SERVOPAC Version 1.26

Run number: 1925 Date: 17/03/09
Batch: 58NP2 Weight: 1200(g)
Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min)
Control mode: 1000 kPa (shear stress)
Termination: 100 gyrations
At termination: Gyrations=100 Density=2326,97kg/m3 Height=65,66mm

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Time: 11:18
Diameter: 100mm MaxDensity: 2488(kg/m3)
Comment:

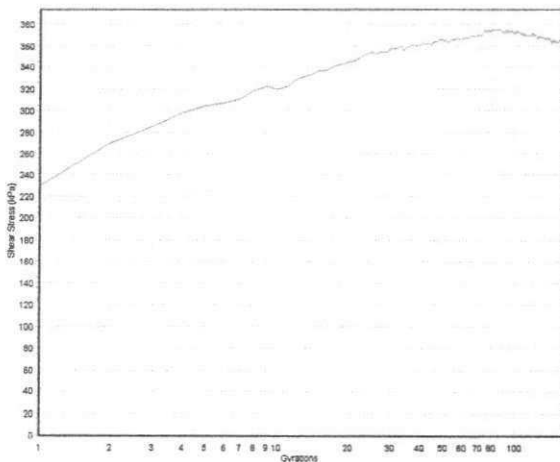
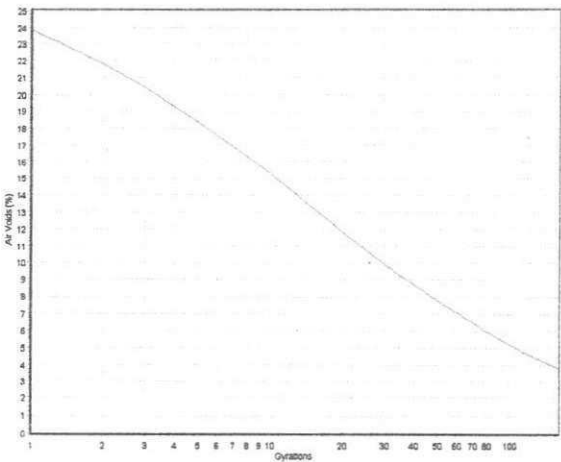
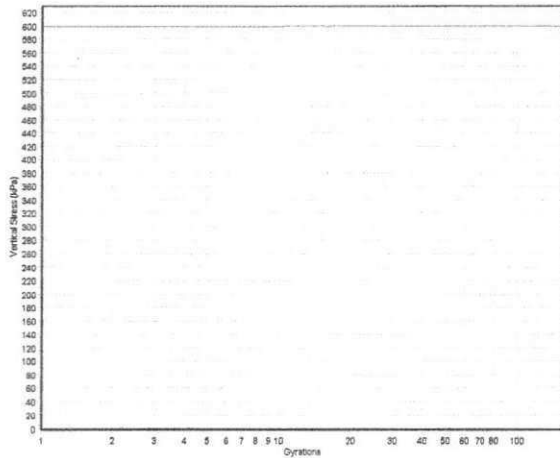
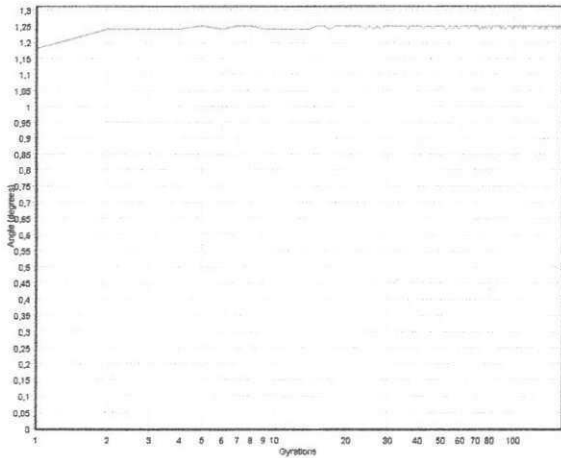
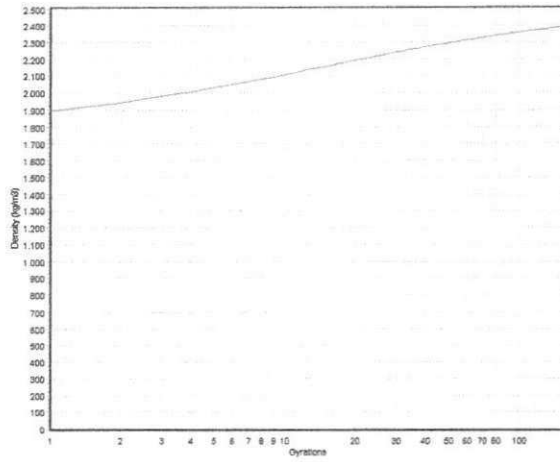
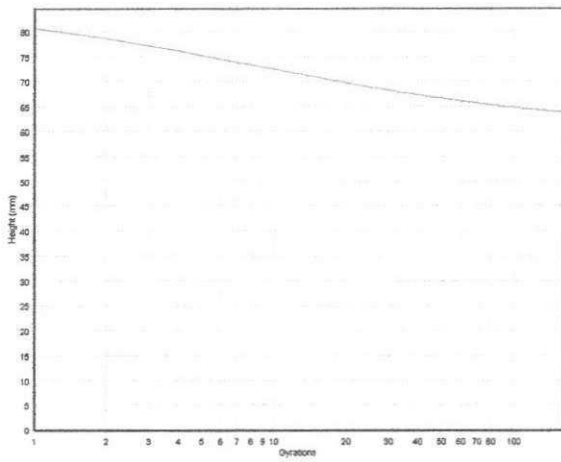


SERVOPAC Version 1.26

Run number: 1923 Date: 17/03/09
Batch: 58NM1 Weight: 1200(g)
Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min)
Control mode: 1000 kPa (shear stress)
Termination: 160 gyrations
At termination: Gyrations=160 Density=2392,56kg/m3 Height=63,86mm

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Time: 11:09
Diameter: 100mm MaxDensity: 2488(kg/m3)
Comment:

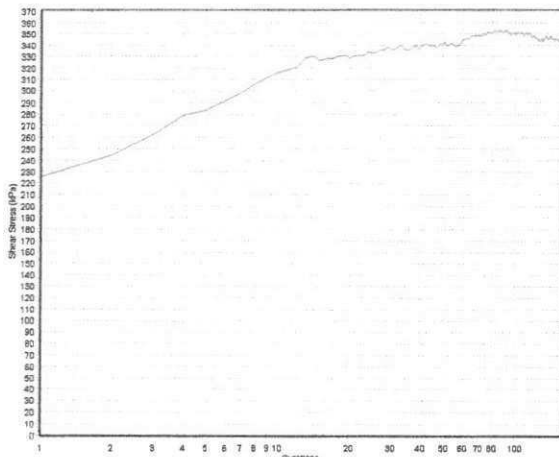
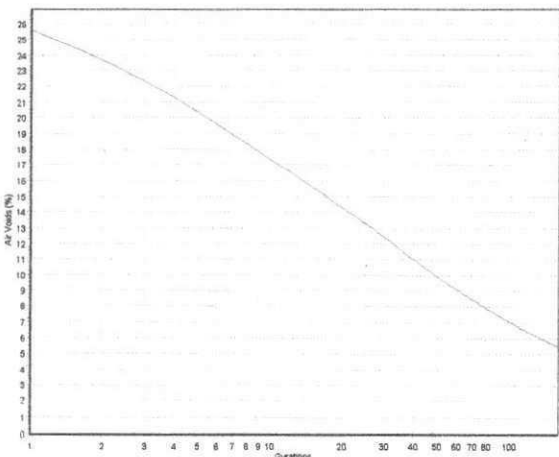
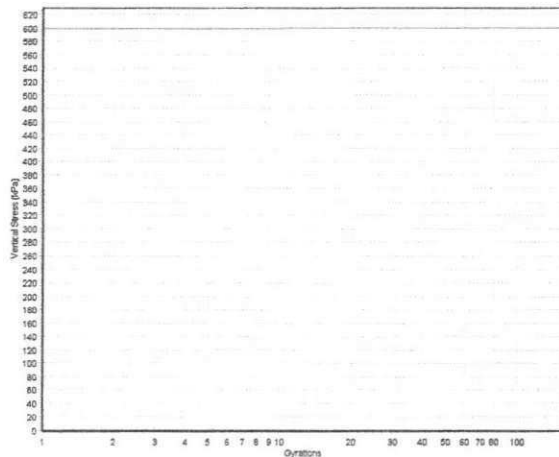
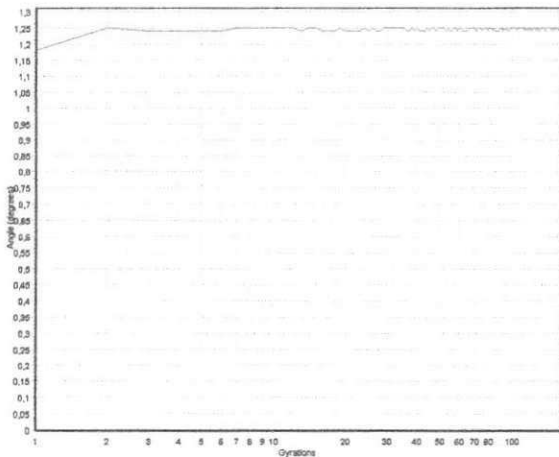
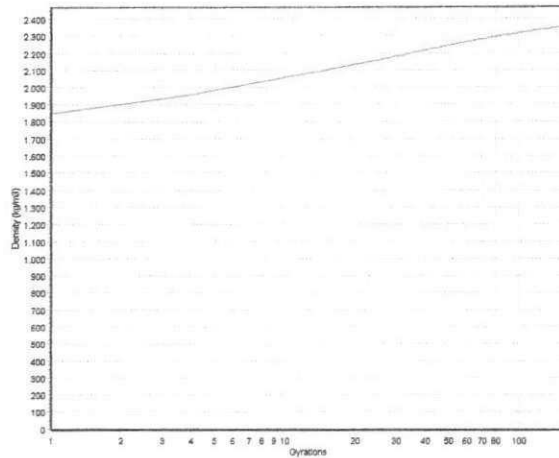
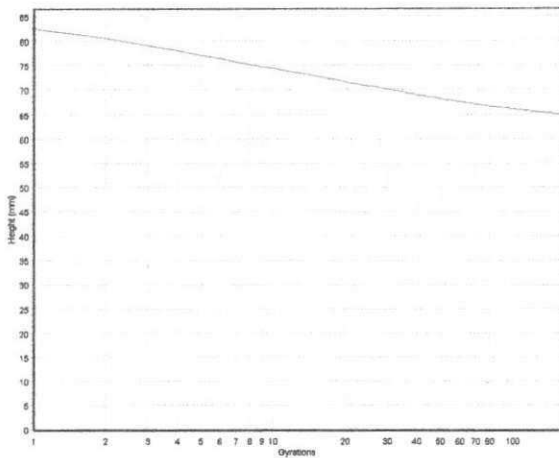


SERVOPAC Version 1.26

Run number: 1926 Date: 17/03/09
Batch: 58NM2 Weight: 1200(g)
Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min)
Control mode: 1000 kPa (shear stress)
Termination: 160 gyrations
At termination: Gyrations=160 Density=2351,32kg/m3 Height=64,98mm

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Time: 11:23
Diameter: 100mm MaxDensity: 2488(kg/m3)
Comment:

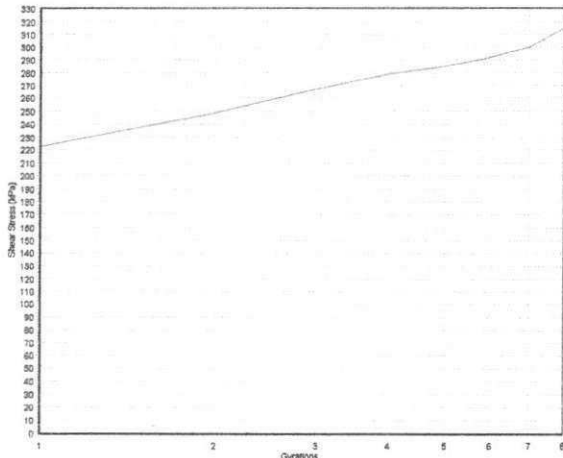
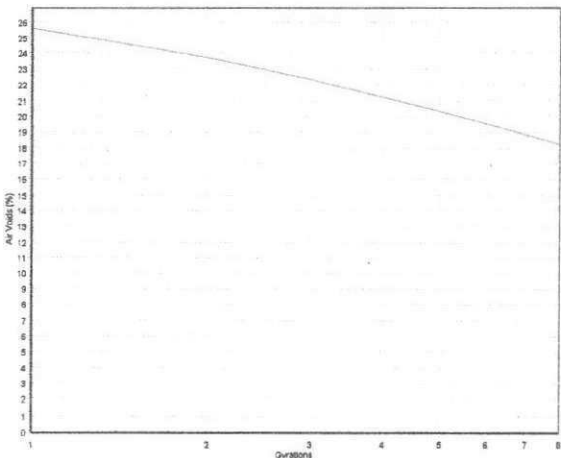
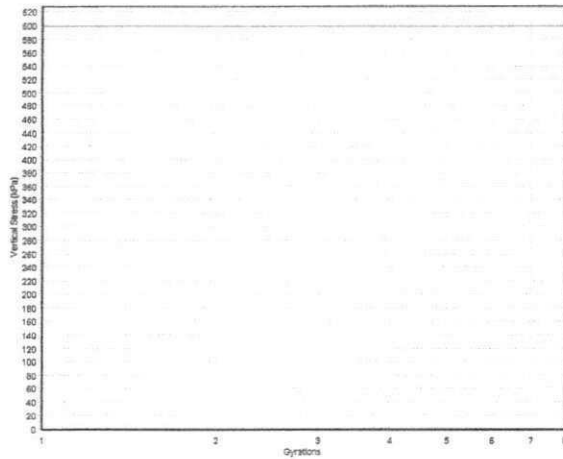
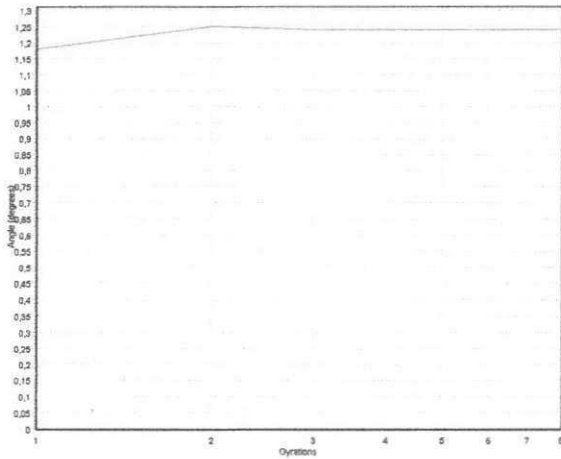
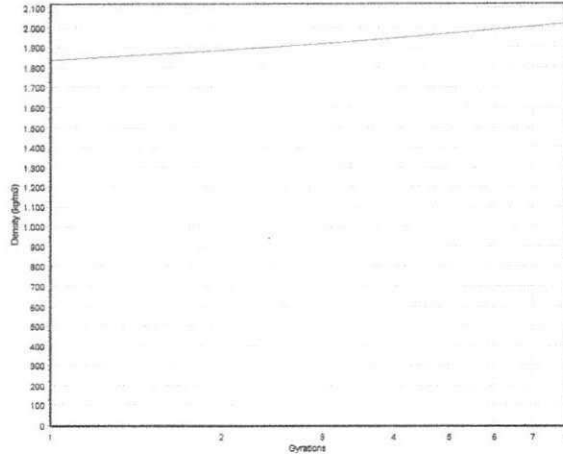
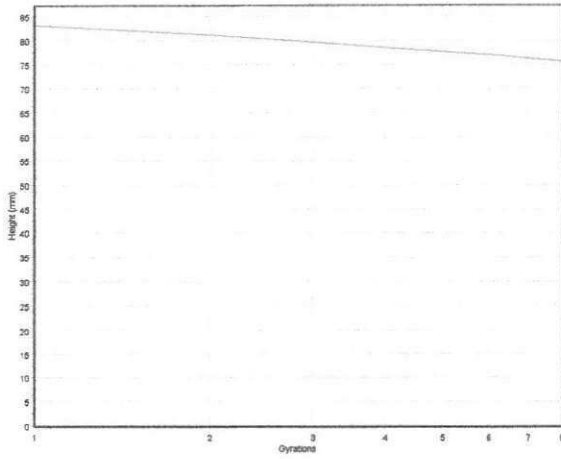


SERVOPAC Version 1.26

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Run number: 1927 Date: 17/03/09
Batch: 63NI1 Weight: 1200(g)
Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min)
Control mode: 1000 kPa (shear stress)
Termination: 8 gyrations
At termination: Gyration=8 Density=2019,95kg/m3 Height=75,64mm

Time: 11:29
Diameter: 100mm MaxDensity: 2470 (kg/m3)
Comment:

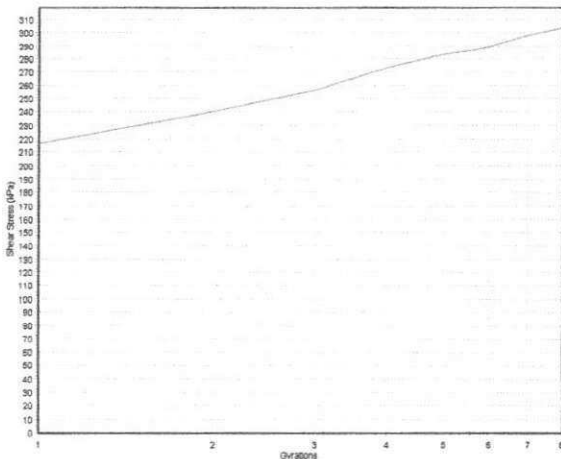
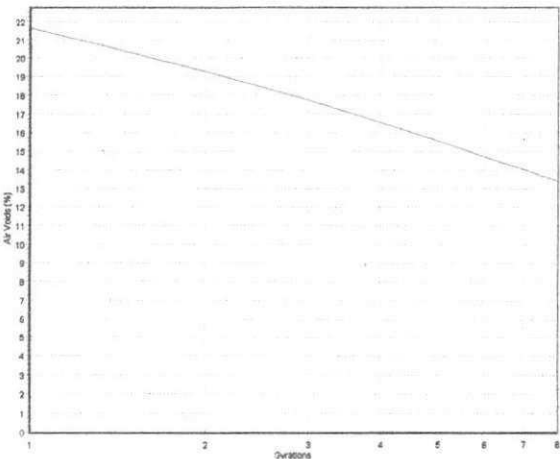
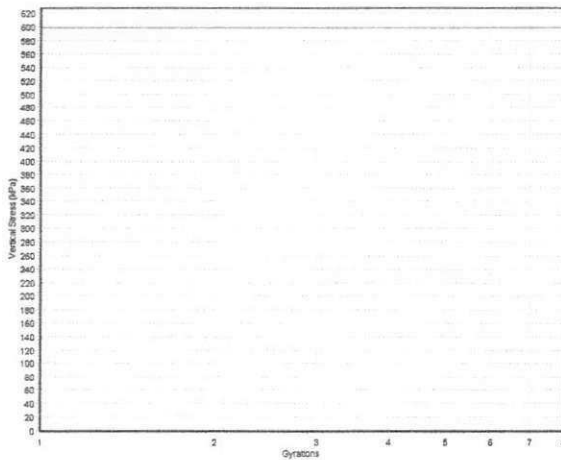
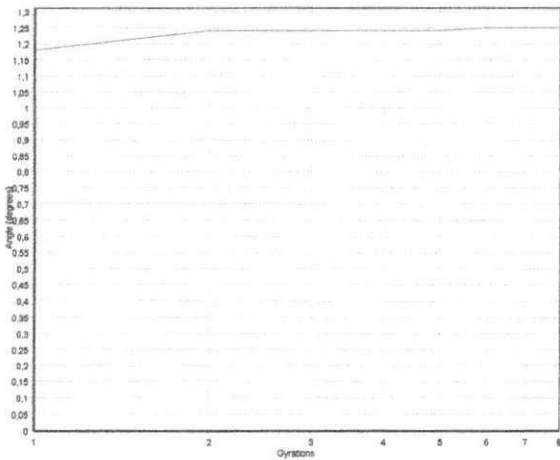
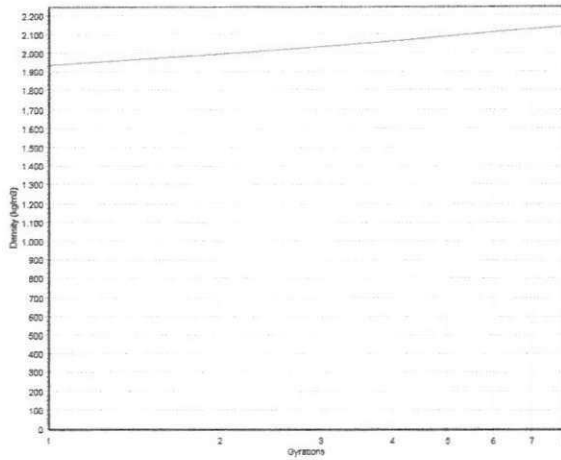
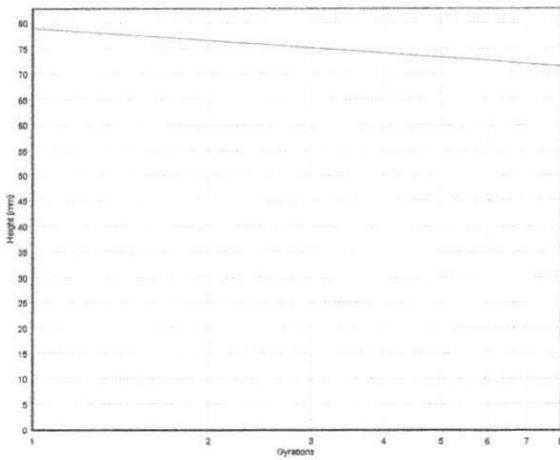


SERVOPAC Version 1.26

Run number: 1930 Date: 17/03/09
Batch: 63NI2 Weight: 1200(g)
Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min)
Control mode: 1000 kPa (shear stress)
Termination: 8 gyrations
At termination: Gyrations=8 Density=2139,00kg/m3 Height=71,43mm

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Time: 11:43
Diameter: 100mm MaxDensity: 2470(kg/m3)
Comment:

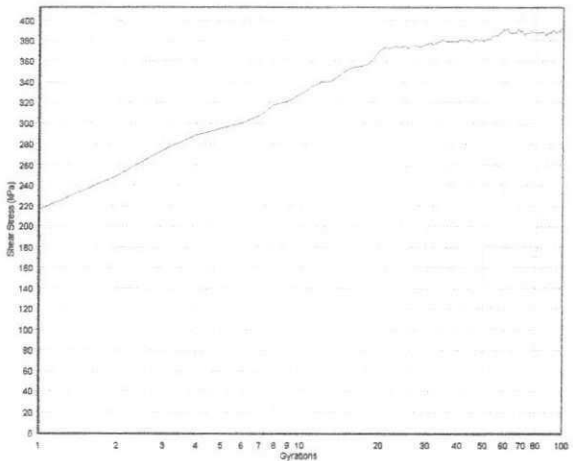
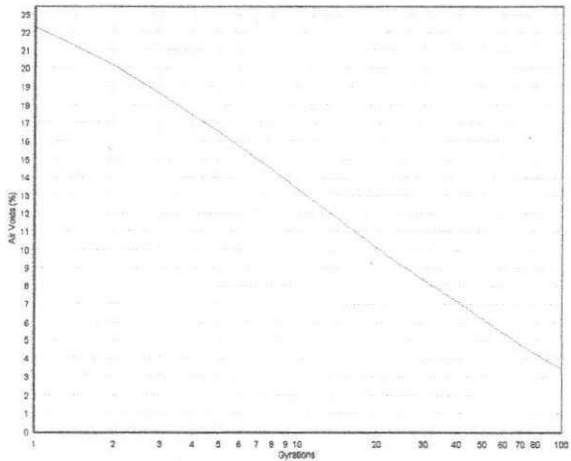
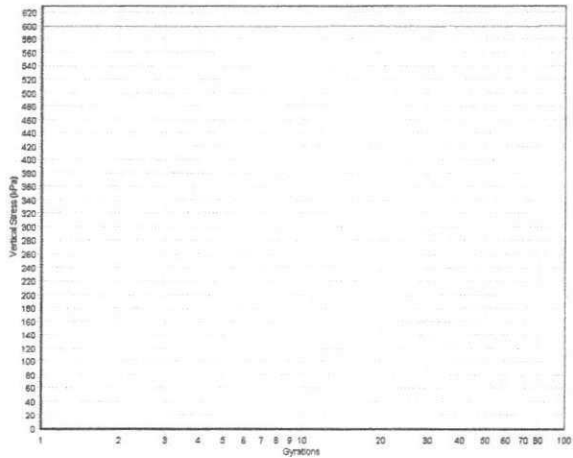
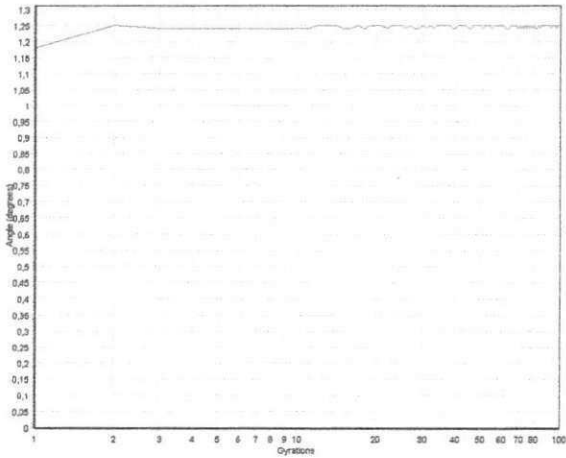
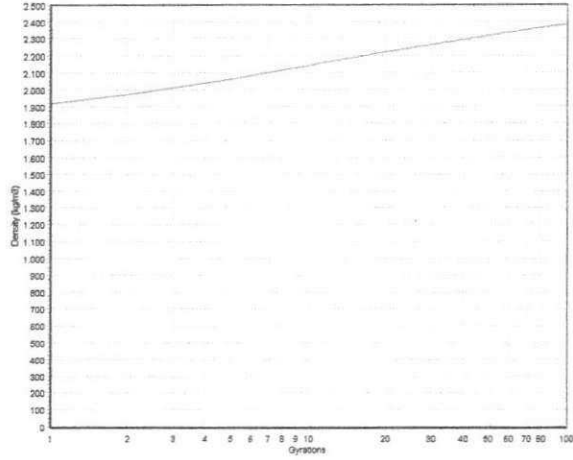
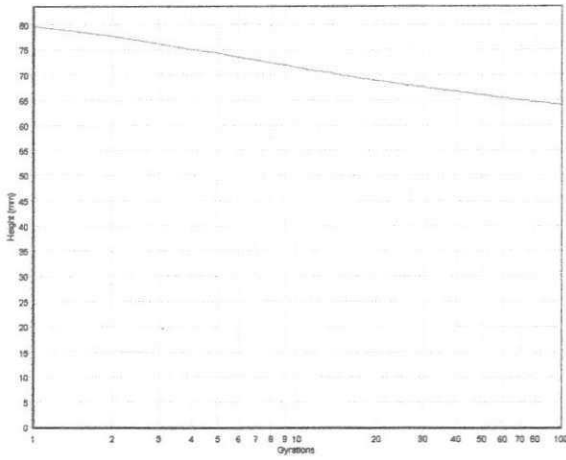


SERVOPAC Version 1.26

Run number: 1928 Date: 17/03/09
Batch: 63NP1 Weight: 1200(g)
Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min)
Control mode: 1000 kPa (shear stress)
Termination: 100 gyrations
At termination: Gyration=100 Density=2384,34kg/m3 Height=64,08mm

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Time: 11:31
Diameter: 100mm MaxDensity: 2470(kg/m3)
Comment:

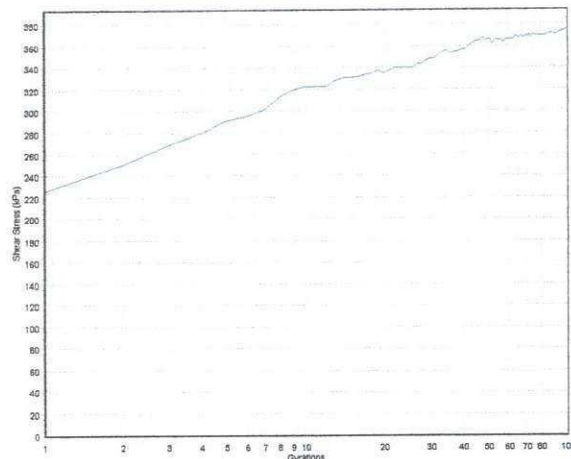
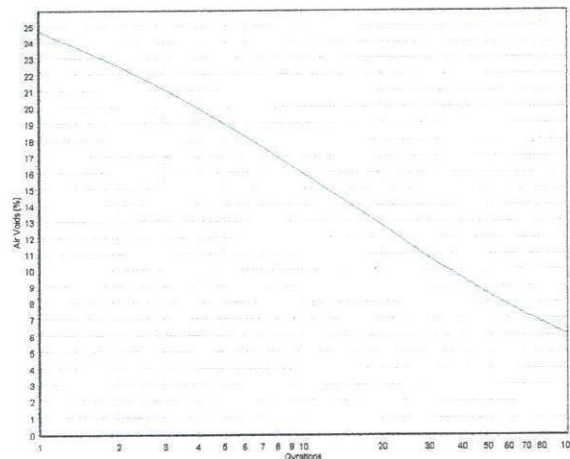
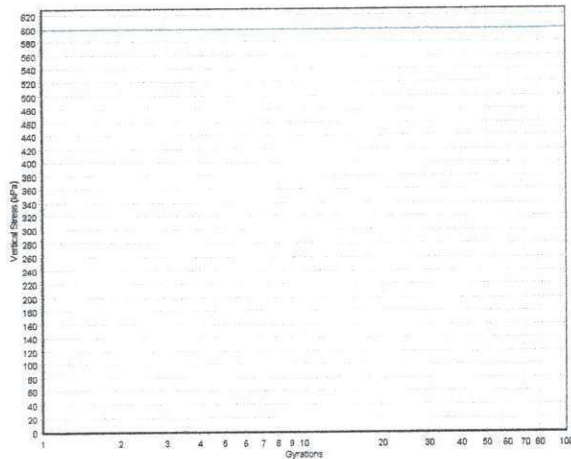
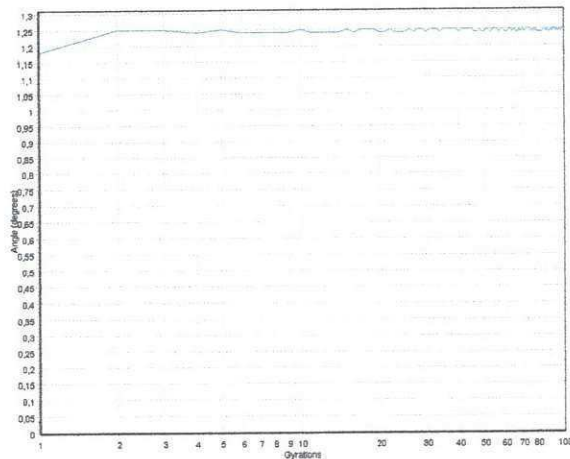
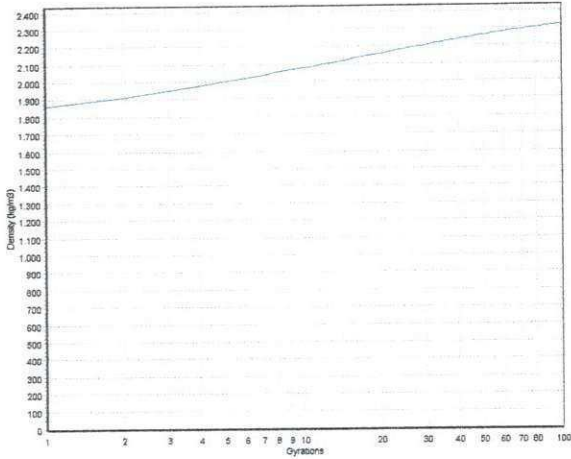
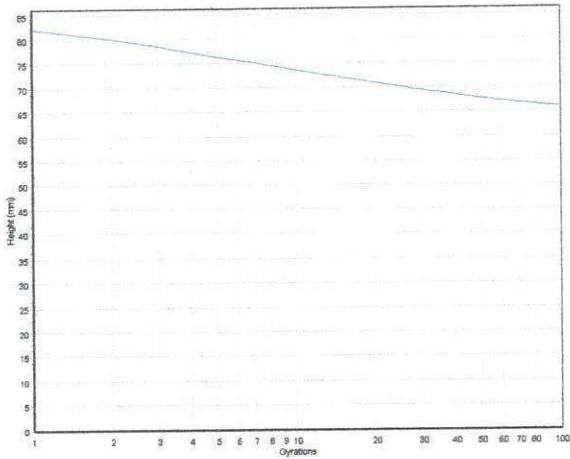


SERVOPAC Version 1.26

Run number: 1931 Date: 17/03/09
Batch: 63NP2 Weight: 1200(g)
Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min)
Control mode: 1000 kPa (shear stress)
Termination: 100 gyrations
At termination: Gyration=100 Density=2319,20kg/m3 Height=65,88mm

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Time: 11:45
Diameter: 100mm MaxDensity: 2470 (kg/m3)
Comment:



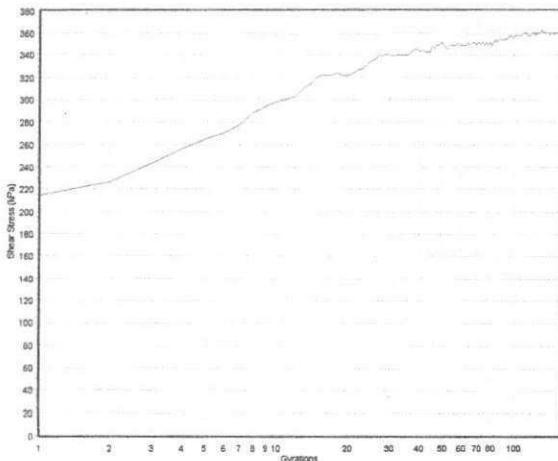
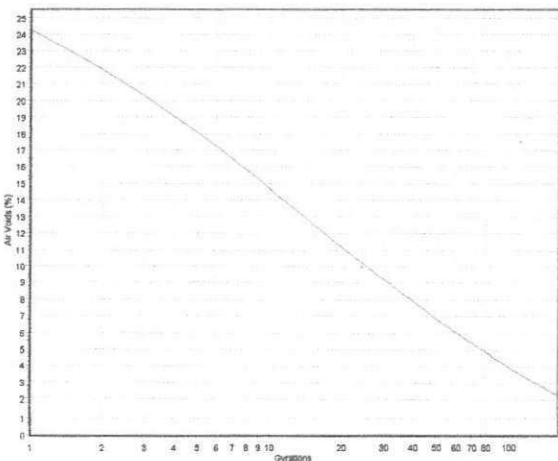
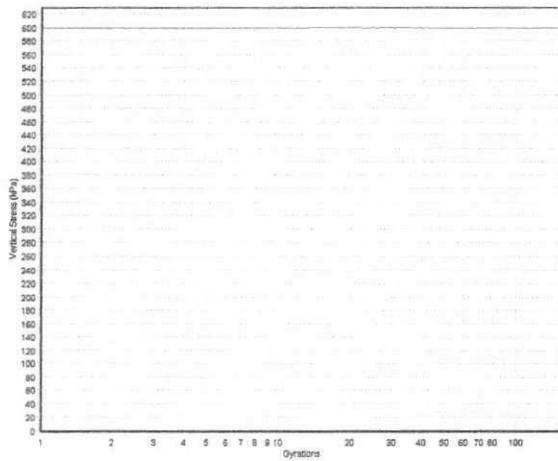
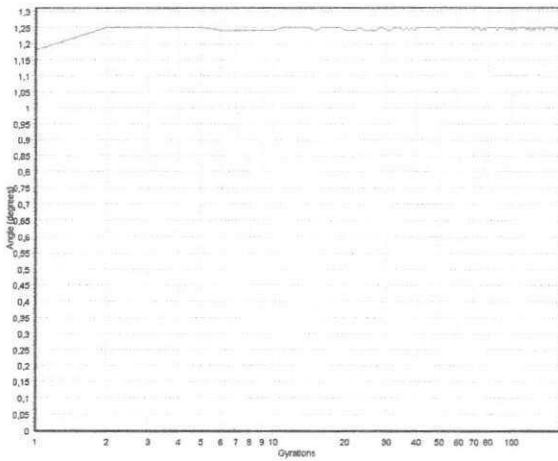
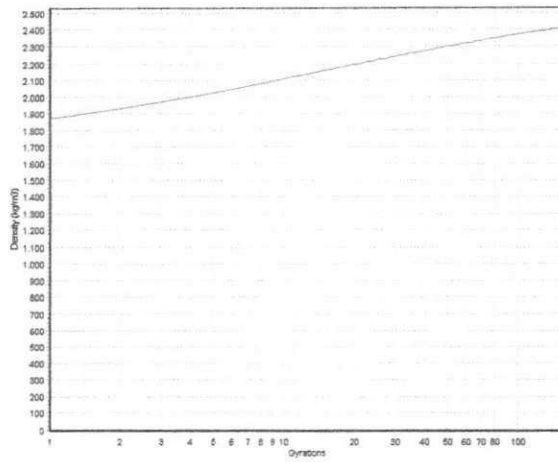
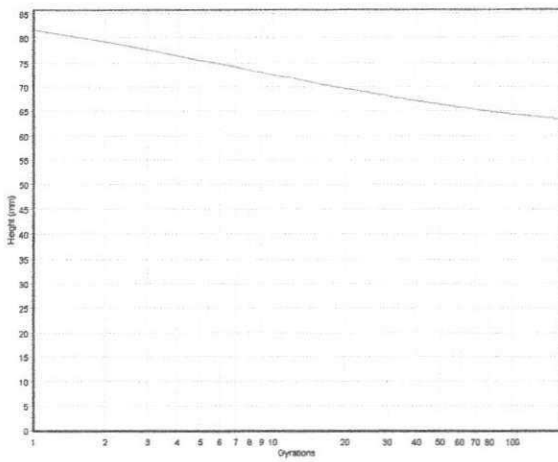
UPCC/BIBLIOTECA/BC

SERVOPAC Version 1.26

Run number: 1929 Date: 17/03/09
Batch: 63NM1 Weight: 1200 (g)
Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min)
Control mode: 1000 kPa (shear stress)
Termination: 160 gyrations
At termination: Gyrations=160 Density=2412,96kg/m3 Height=63,32mm

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Time: 11:36
Diameter: 100mm MaxDensity: 2470 (kg/m3)
Comment:



SERVOPAC Version 1.26

Run number: 1932 Date: 17/03/09
Batch: 63NM2 Weight: 1200 (g)
Vertical stress: 600kPa Rate: 30 (gyrn/min)
Control mode: 1000 kPa (shear stress)
Termination: 160 gyrations
At termination: Gyration=160 Density=2397,44kg/m3 Height=63,73mm

Industrial Process Controls (Australia) Limited

Time: 11:50
Diameter: 100mm MaxDensity: 2470(kg/m3)
Comment:

