Tese apresentada à Divisão de Pós-Graduação do Instituto Tecnológico de Aeronáutica como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Ciência no Curso de Engenharia de Infra-Estrutura Aeronáutica na Área de Infra-Estrutura de Transportes.

Aislan Vieira Bühler

ESTUDO DO EFEITO DE GRELHA METÁLICA DE REFORÇO EM REVESTIMENTOS ASFÁLTICOS

Tese aprovada em sua versão final pelos abaixo assinados.

Prof. Dr. Regis Martins Rodrigues

Orientador

Prof. Dr. Homero Santiago Maciel

Chefe da Divisão de Pós-Graduação

Campo Montenegro

São José dos Campos, SP - Brasil

2001

ESTUDO DO EFEITO DE GRELHA METÁLICA DE REFORÇO EM REVESTIMENTOS ASFÁLTICOS

AISLAN VIEIRA BÜHLER

Composição da Banca Examinadora:

Prof Dr. Eliseu Lucena Neto	Presidente - ITA
Prof Dr. Régis Martins Rodrigues	Orientador - ITA
Prof[a] Dr[a] Delma de Mattos Vidal	ITA
Prof Dr. José Antônio Hernandes	ITA
Prof. Dr. José Tadeu Balbo	USP

ITA

INDICE

LISTA DE FIGURAS III

LISTA DE TABELAS V

RESUMO VI

ABSTRACT VII

RESUMEN VIII

AGRADECIMENTOS IX

DEDICATÓRIA X

I- INTRODUÇÃO 1

II- CONCEITOS 5

II.1- INTRODUÇÃO 5
II.2- TRINCAMENTO POR FADIGA 12
II.3- REFLEXÃO DE TRINCAS 15
II.4- GRELHAS EM REVESTIMENTOS ASFÁLTICOS 16
II.5- MATERIAIS DE REFORÇO 19

III- GRELHAS METÁLICAS 21

III.1- UTILIZAÇÃO 21
III.2- ROAD MESH ® 24
III.3- PROCESSO DE INSTALAÇÃO 27
III.4 - TRECHOS EXPERIMENTAIS 28
III.4.1 - RODOVIA A14 29
III.4.2- RODOVIABR-277 36

IV- EXPERIMENTOS - FASE 1 45

IV.1- ENSAIOS **45**
IV.1.1- MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA 47
IV. 1.2- ENSAIOS DE "CREEP" EM FLEXÃO 48
IV. 1.3- ENSAIOS DE FADIGA SOB CARGAS REPETIDAS 56
IV.2- CONCLUSÕES **59**
IV.2_ 1- MODELO REOLÓG1CO 59

IV.2.2- VIDA DE FADIGA 63

V–EXPERIMENTOS - FASE II 66

V.1- MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA 66
V.2- ENSAIOS 73
V.3 - OBSERVAÇOES 78

VI- RESULTADOS - FASE II 80

VI.1- "CREEP"COM CICLOS DE CARGA-DESCARGA 80
VI.2 - ENSAIO ESTÁTICO DE "CREEP" ATÉ A RUPTURA 92

VII- CONCLUSÕES FINAIS 103

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 106

ANEXO I - MOLDAGEM E TRINCAMENTO DAS PLACAS ASFÁLTICAS 109

ANEXO II –ENSAIO DE "CREEP" (CARGA-DESCARGA) 122

ANEXO III - ENSAIO ESTÁTICO DE "CREEP" 131

Lista de Figuras

Figura 2.1- Categoria das trincas no pavimento 6
Figura 2.2- Formas de movimentação das trincas 7
Figura 2.3- Tensões horizontais atuantes em pavimentos asfálticos flexíveis 17
Figura 2.4- Distribuição de tensões verticais em pavimentos flexíveis 18
Figura 3.1- Esquema do modelo antigo da grelha metálica de reforço Road Mesh 26
Figura 3.2- Esquema do modelo atual da grelha metálica de reforço Road Mesh 26
Figura 3.3- Geometria da estrutura existente 30
Figura 3.4- Geometria da estrutura reforçada 30
Figura 3.5- Colocação do reforço Road Mesh 31
Figura 3.6- Preparação da sobreposição dos rolos do reforço metálico 31
Figura 3.7- Estiramento da grelha metálica 32
Figura 3.8- Fixação do reforço 33
Figura 3.9- Ferramentas utilizadas na fixação do reforço 33
Figura 3.10- Disposição dos pontos de fixação 34
Figura 3.11- Aplicação da imprimação 35
Figura 3.12- Aplicação da camada de recapeamento asfáltico 35
Figura 3.13- Compactação do recapeamento asfáltico 36
Figura 3.14- Geometria da estrutura existente 37
Figura 3.15- Geometria do pavimento restaurado 37
Figura 3.16- Condição do pavimento em serviço 38
Figura 3.17- Remoção da camada de CBUQ 38
Figura 3.18- Limpeza da camada de solo-cimento 39
Figura 3.19- Imprimação da camada de base 39
Figura 3.20- Execução da regularização 40
Figura 3.21- Grelha metálica Road Mesh 40
Figura 3.22- Distensão da grelha metálica 41
Figura 3.23- Fixação do reforço 41
Figura 3.24- Equipamentos de fixação 42
Figura 3.25- Aplicação da imprimação sobre a grelha metálica 42
Figura 3.26- Aplicação do recapeamento asfáltico 43
Figura 3.27- Compactação do revestimento 43
Figura 3.28- Salgamento da superfície para posterior abertura ao tráfego 44
Figura 4.1- Tipos de ensaio de fadiga dos concretos asfálticos 46
Figura 4.2- Ensaios de "creep " em flexão na viga biapoiada 49
Figura 4.3- Exemplo do resultado do ensaio de "creep " em flexão 51
Figura 4.4- Velocidade de deformação na fase II 54
Figura 4.5- Velocidade de deformação na fase II 54
Figura 4.6- Ensaio de fadiga sob cargas repetidas 57
Figura 4.7- Módulo de resiliência das vigas sem reforço 58
Figura 4.8- Módulo de resiliência das vigas com reforço 58
Figura 4.9- Relação entre a rigidez com e sem reforço 62
Figura 5.1- Misturador mecânico 67
Figura 5.2- Forma de moldagem das placas de concreto asfáltico 68
Figura 5.3- Posicionamento da grelha metálica de reforço 69
Figura 5.4- Compactação estática com auxílio de macaco hidráulico 71

Figura 5.5- Armazenamento das placas asfálticas 73
Figura 5.6- Ensaio de "creep " em flexão na placa continuamente apoiada 74
Figura 5.7- Equipamentos utilizados no registro das deflexões 76
Figura 5.8- Ensaio estático de "creep " até a ruptura 77
Figura 5.9- Trincamento nas placas após os ensaios 79
Figura 6.1- Comportamento geral sob cargas transientes 81
Figura 6.2- Representação da placa discretizada pelo MSC/NASTRAN 82
Figura 6.3- Simulação das deformações sofridas pelas placas 83
Figura 6.4- Análise do δ_R "versus " tempo de carga para SR3 85
Figura 6.5- Análise do δ_R "versus " tempo de carga para SR4 85
Figura 6.6- Análise do δ_R "versus " tempo de carga para SRS 85
Figura 6.7- Análise do δ_R "versus " tempo de carga para SR6 86
Figura 6.8- Análise do δ_R "versus " tempo de carga para RM2 86
Figura 6.9- Análise do δ_R "versus " tempo de carga para RM3 86
Figura 6.10- Análise do δ_R "versus " tempo de carga para RM4 87
Figura 6.11- Análise do δ_R "versus " tempo de carga para RM5 87
Figura 6.12- Análise do E "versus " deflexão resiliente 88
Figura 6.13- Relação única, E "versus " δ_R 88
Figura 6.14- Análise do E "versus " deformação de tração 90
Figura 6.15- Relação única, E "versus " εr 91
Figura 6.16- "Output "da deformação de tração que ocorre na face inferior da placa 91
Figura 6.17- Relação entre carregamento e duração dos ensaios 94
Figura 6.18- Relação entre carregamento e duração dos ensaios (escala log) 95
Figura 6.19- Fator de efetividade do reforço metálico 96
Figura 6.20- Relação entre o tempo total de ruptura com o processo de deterioração 97
Figura 6.21- Velocidade de deformação na fase II 98
Figura 6.22- Relação deslocamento-deiormarão 99
Figura 6.23- Relação entre t_f e εr 100

Lista de Tabelas

Tabela 3.1- Obras de reforço de pavimentos executadas com grelhas metálicas 23
Tabela 3.2- Obras de reforço em aeródromos executadas com grelha metálica 24
Tabela 3.3- Obras de reforço especiais executadas com grelha metálica 24
Tabela 3.4- Especificações técnicas 27
Tabela 4.1- Granulometria dos agregados 48
Tabela 4.2- Módulo de elasticidade em ciclos de carga-descarga 50
Tabela 4.3- Deflexões totais na ruptura 52
Tabela 4.4- Ensaios de "creep " até a ruptura 53
Tabela 4.5- Velocidade de deformação na fase II 54
Tabela 4.6- Módulos de resiliência medidos 57
Tabela 4.7- Vida de fadiga das vigas sem reforço 58
Tabela 4.8- Vida de fadiga das vigas com reforço 59
Tabela 4.9- Parâmetros do modelo reológico 61
Tabela 4.10- Módulo de Rigidez das vigas 62
Tabela 4.11-Calibração da lei de fadiga do T.A.I. para os ensaios executados 64
Tabela 5.1- Granulometria dos agregados 66
Tabela 5.2- Cálculo do volume de vazios de ar 72
Tabela 5.3- Temperatura média durante os ensaios de "creep" 75
Tabela 5.4- Temperatura média durante os ensaios de "creep " até a ruptura 75
Tabela 5.5- Carregamento aplicado no ensaio de "creep " até a ruptura 77
Tabela 6.1- Resultados dos ensaios de "creep " sob carregamento de 11,38 kgf 84
Tabela 6.2- Deslocamento e rigidez elástica das placas 87
Tabela 6.3- Deformação máxima de tração sob a placa, pelo MSC/NASTRAN 89
Tabela 6.4- Parâmetros obtidos para o cálculo do FE 92
Tabela 6.5- Variação do FE em função do tempo de carregamento 92
Tabela 6.6- Resultados dos ensaios de "creep " até a ruptura 93
Tabela 6.7- Cálculo do deslocamento elástico 100

Resumo

0 presente estudo teve por objetivo avaliar de forma quantitativa o possível efeito de reforço gerado pela inserção de uma grelha metálica em revestimentos asfálticos, para o caso de pavimentos flexíveis. Para tanto, foram executados ensaios de *"creep,,* em placas de concreto asfáltico com e sem a presença da grelha de reforço e de modo a que ela fosse posicionada na zona tracionada da placa.

Conclui-se que esta técnica de reforço tem potencial para prolongar a vida de fadiga de revestimentos asfálticos em pavimentos flexíveis da ordem de dez vezes, com benefícios também para o desempenho da camada na fase pós-trincamento e quanto à geração de deformações plásticas. Foi obtido um modelo que permite modificar-se leis de fadiga convencionais para concretos asfálticos de modo que o dimensionamento do revestimento asfáltico possa ser reavaliado se a grelha metálica for inserida na zona tracionada da camada.

Abstract

The objective of this study was to quantify the effects that the insertion of a metalic grid could have on the surfacing asphalt concrete layer on flexible pavement structures. For this purpose, creep tests on reinforced and on non reinforced plates were performed, with the reinforcing grid positioned at the tensile zone of the plate.

It was concluded that this reinforcing technique has potential for improvements related to fatigue life, crack propagation post-cracking behavior and permanent deformation in the asphalt concrete surfacing layer, with a ten fold increase on fatigue life to be expected. A model was developed that may be employed for pavement design modifying a model based on the use of conventional fatigue laws for the asphalt concrete, if the grid is positioned at the tensile zone of the surfacing layer.

Resumen

El presente estudio tuvo por objetivo evaluar de forma cuantitativa el posible efecto de refuerzo generado por Ia inserción de uma malla metálica en revestimientos asfálticos, para el caso de pavimentos flexibles. Por tanto, fueron realizados ensayos de *"Creep'*, en placas de concreto asfáltico con y sin Ia presencia de Ia malla de refuerzo y de modo a que ella fuese posicionada en Ia zona traccionada de Ia placa.

Se concluye que esta técnica de refuerzo tiene potencial para prolongar Ia vida de fatiga de revestimientos asfálticos en pavimentos flexibles de Ia ordem de diez veces, con beneficios también para el desempeno de Ia capa asfáltica en Ia fase pós-agrietamiento y en Ia generación de deformaciones plásticas. Fue obtenido un modelo que permite modificar leyes de fatiga convencionais para concretos asfálticos de modo a que el dimensionamiento del revestimiento asfáltico pueda ser reevaluado si Ia malla metálica fuera inserida en Ia zona traccionada de Ia capa asfáltica.

I- Introdução

O dimensionamento de pavimentos se comparado a outras estruturas da Engenharia Civil, caracteriza-se pela análise empírica. Talvez isto seja gerado pela complexidade na avaliação de desempenho das estruturas e materiais de pavimentação de forma conjunta, através de métodos analíticos. Outra causa para a difusão de métodos empíricos pode ser o fato de rupturas em pavimentos dificilmente proporcionarem grandes sinistros, mas podem causar risco de vida, mesmo sendo causa indireta. Os custos envolvidos no piau desempenho de um pavimento, contudo, podem ser elevados.

O projeto de pavimentos difere em importantes aspectos das demais áreas da engenharia, tais como estruturas e fundações. Diversas metodologias de projeto podem ser consideradas como nos outros problemas, no entanto, outras estruturas falham (imediatamente ou num "estágio último") ou duram para sempre, enquanto os pavimentos se deterioram gradativamente ao longo do tempo, exceto em casos excepcionais (erro de projeto), em função da qualidade do material, cargas do tráfego e fatores ambientais.

Existem alguns termos utilizados na engenharia de pavimentos brasileira que, fora desse jargão, podem gerar dúvidas na interpretação do seu significado:

- tipos de estruturas de pavimento: "full-depth" (com base e sub-base asfáltica), "deep-strenght" (com material asfáltico na camada de base), flexível (estrutura mais usual, apenas o revestimento é asfáltico), semi-rígido (apresenta base cimentada), invertido (apresenta sub-base cimentada) e rígidos (pavimentos de concreto, compostos por placas de concreto de cimento portland - CCP);
- nos defeitos o envelhecimento do ligante (oxidação do asfalto), trincas couro de crocodilo (trincas interligadas), placa bailarina (placas de concreto, que se movem

devido à falta de apoio na base). O termo manutenção refere-se a qualquer medida que melhore as condições funcionais (conforto ao rolamento) ou estruturais (capacidade de suporte) do pavimento, para isso são algumas soluções: recapeamento simples (execução de uma capa asfáltica sobre o revestimento existente, CBUQ), SART (sistema anti-reflexão de trincas), asfalto-polímero, geotêxteis (mantas poliméricas), geogrelhas;

- no comportamento mecânico, a zona critica, onde ocorrem os maiores esforços de tração, a deformação resiliente (semelhante à deformação elástica) foi denominada assim sob o argumento de que as deformações nos pavimentos são maiores que nos sólidos com que lida o engenheiro - aço, concreto.

Na engenharia de pavimentos brasileira, desde a década de 50 e início dos anos 60, utilizavam-se as curvas de dimensionamento de pavimentos de rodovias estabelecidas na Califórnia em 1942, curvas de CBR referidas a cargas de roda equivalentes a um determinado volume de tráfego de caminhões.

Conforme *Medina (1997)* a resposta a duas questões básicas era conjeturada pelos projetistas:

- de como considerar diferentes cargas de eixo e sua incidência;
- de como avaliar a contribuição de diferentes materiais no desempenho estrutural global do pavimento.

A questão relativa a diferentes cargas de eixo foi resolvida através do conceito de cobertura (N) e a forma de estimá-lo para diferentes configurações de veículos foi sugerida por *Turnbull et al. (1962)*

A contribuição dos materiais tradicionalmente usados na pavimentação foi atendida pelos resultados da pista experimental da AASHTO (American Association of State Highway

and Transportation Officials), relatados no *"Guide 1993—*. Também, no Brasil, o método do DNER exprime esta contribuição através de coeficientes estruturais, os quais não quantificam a contribuição dos novos materiais que estão sendo desenvolvidos com o intuito de minimizar custos e maximizar o desempenho global dos pavimentos.

Desde a década de 70, época em que eclodiu a primeira grande crise do petróleo, procura-se desenvolver alternativas para o reforço de misturas asfálticas, através de materiais que possibilitem a melhoria do desempenho estrutural dos pavimentos e a redução de custos, seja pela redução de espessuras, ou acréscimo na vida de serviço do pavimento.

Relata-se que nessa época o primeiro material utilizado no reforço de misturas asfálticas foi a geogrelha. A intenção original era de que este material pudesse reduzir a quantidade de material asfáltico utilizado, mas isso não ocorreu, pois comprovadamente esta não é uma contribuição proporcionada pelas geogrelhas, *Montestruque (1996)*.

Os primeiros materiais utilizados para reforçar os pavimentos asfálticos foram da indústria do poliéster, seguidos pelas fibras de vidro. No entanto, principalmente na Europa, a partir dos anos 80, vem sendo crescente o uso de grelhas metálicas com o intuito de reforçar estruturalmente os pavimentos asfálticos.

Baseado na crescente utilização de grelhas metálicas reforçando revestimentos asfálticos, este trabalho propõe um estudo do efeito desse material inserido no revestimento asfáltico, objetivando:

1. quantificar em laboratório o efeito de grelha metálica de reforço tendo como referência revestimentos asfálticos não reforçados;
2. proporcionar mais uma alternativa de projeto e manutenção que possa ser empregada no combate ao trincamento por fadiga em revestimentos asfálticos;
3. gerar dados que possibilitem ao projetista delinear uma metodologia racional para o

dimensionamento estrutural de pavimentos reforçados com grelha metálica.

De maneira que a presente pesquisa pudesse contribuir no esclarecimento da quantificação dos efeitos proporcionados pela inserção do reforço metálico em revestimentos asfálticos, ela foi desenvolvida nas seguintes etapas:

- revisão de conceitos relevantes ao comportamento de uma estrutura de pavimento, desde os mecanismos responsáveis pela degradação nos pavimentos das rodovias até as medidas de controle adequadas;
- caracterização das grelhas metálicas de reforço, através da forma de utilização, processo de instalação e trechos experimentais;
- estudo exploratório, em laboratório, dos efeitos na vida de fadiga de vigotas prismáticas de concreto asfáltico reforçadas com grelha metálica. Utilizaram-se ensaios de "creep" para esta análise, *Rodrigues (1997)*;
- experimentos com o intuito de expandir os resultados obtidos com as vigotas prismáticas. Realizaram-se ensaios de fadiga em placas de concreto asfáltico inserindo-se desta forma, os efeitos desconsiderados anteriormente;
- simulação dos ensaios de "creep" através do pacote de elementos finitos MSC/NASTRAN, para interpretação dos experimentos;
- conclusões finais a respeito do efeito de reforço de grelhas metálicas em revestimentos asfálticos.

II- Conceitos

II.1- Introdução

Normalmente no decorrer da vida de serviço de um pavimento ocorre o surgimento de trincas na superfície. Esses defeitos podem ser gerados pelo envelhecimento do revestimento asfáltico (desagregação, trincas superficiais), falta de resistência à deformação da estrutura (afundamentos plásticos), efeitos ambientais (exemplificadas por trincas transversais) ou podem resultar da falta de capacidade de suporte da estrutura (trincamento por fadiga), *Molenaar (1993)*.

Quando esses defeitos atingem uma certa severidade e extensão, deve-se intervir no pavimento de forma a restabelecer as condições de serviço. Para selecionar a estratégia de manutenção mais apropriada, uma avaliação detalhada das condições da estrutura do pavimento precisa ser realizada. Esta avaliação pode explicar as razões para o desenvolvimento dos defeitos observados. 0 trincamento dos pavimentos pode apresentar várias causas, *Colombier (1989)* propõe uma discussão a este respeito.

Basicamente as trincas podem se apresentar nas seguintes configurações:

- trincas transversais;
- trincas longitudinais;
- trincas em bloco;
- trincas tipo "couro de crocodilo".

A Figura 2.1 ilustra as principais configurações de trincas mencionadas, as quais apresentam abertura variando de décimos de milímetros a alguns centímetros.

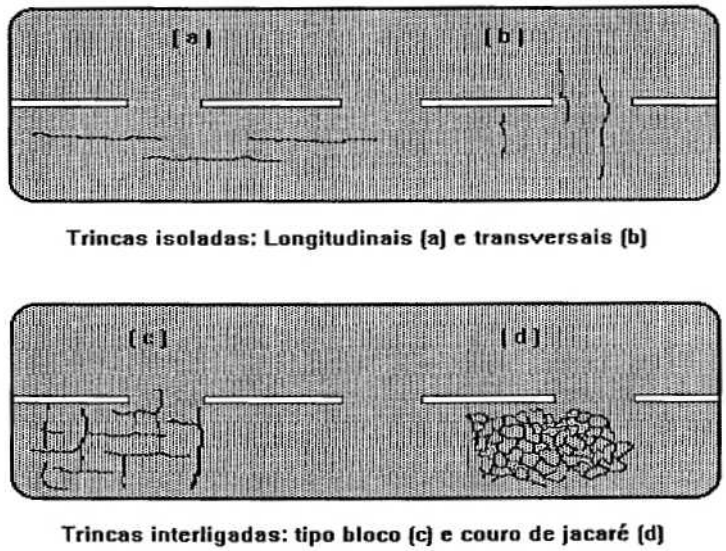


Figura 2.1- Categoria das trincas no pavimento, *Montestruque (1996).*

Baseado na moderna Mecânica da Fratura, observou-se que todo o comportamento da trinca poderia ser representado por três independentes movimentos cinemáticos, em relação às faces da fratura. 0 deslocamento relativo dos bordos de uma trinca contribui para os movimentos de abertura, escorregamento ou rasgamento. Estes três modos de movimentação descrevem completamente o comportamento da trinca no estado geral de tensões elásticas, *Rodrigues (1991).*

Cada um dos movimentos da trinca é associado a um campo de tensões na vizinhança imediata da extremidade da trinca. Assim, o Modo I é gerado pelas tensões normais de tração, que tendem a abrir a trinca, enquanto que os Modos II e III são ocasionados por tensões cisalhantes no plano da trinca (Figura 2.2).

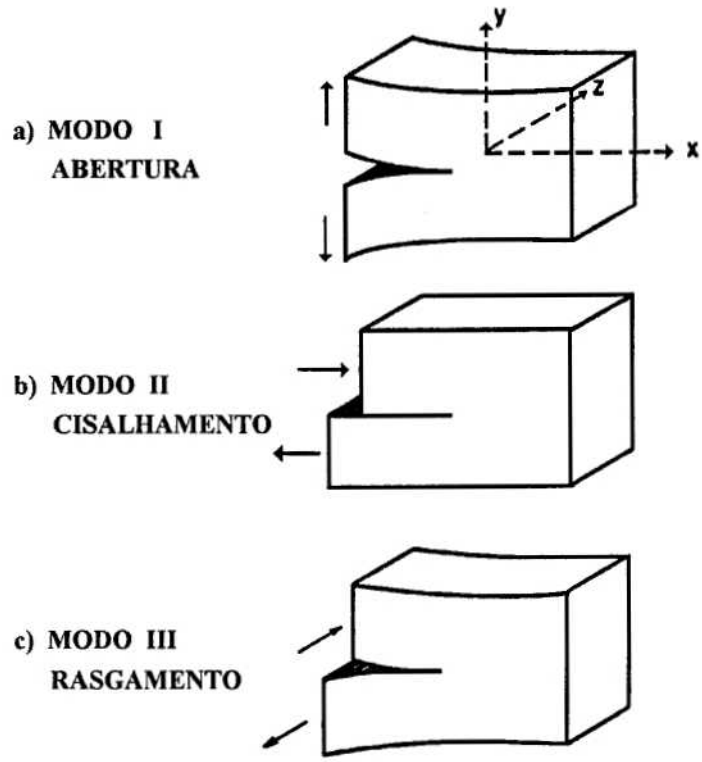


Figura 2.2-Formas de movimentação das trincas, *Rodrigues (1991)*.

De certa forma, a condição de "ruptura" de um pavimento caracteriza-se por ser indefinida e subjetiva, propiciando divergência entre os técnicos e administradores na determinação do momento correto de se restaurar um pavimento que atingiu um certo nível de deterioração estrutural e/ou funcional.

Os mecanismos de degradação estrutural que controlam o desempenho dos pavimentos são dependentes do tipo de estrutura: asfálticos flexíveis, em tratamento superficial, semi-rígidos, invertidos, rígidos, restaurados por meio de recapeamento asfáltico.

Conforme *Rodrigues (1998)* os pavimentos flexíveis se deterioram por meio de:

- formação e crescimento de trincas nas camadas asfálticas do revestimento, decorrentes da fadiga provocada pela repetição das cargas do tráfego;
- geração de afundamentos em trilha de roda ou de ondulações na superficie em

decorrência do acúmulo de deformações plásticas em todas as camadas, sob a repetição das cargas do tráfego;

- desgaste com exposição de agregados e perda da macrotextura da superficie do pavimento, em decorrência da abrasão provocada pelos veículos, mesmo os leves, acelerado pelo intemperismo (oxidação do asfalto), levando à queda do coeficiente de atrito. Esse problema é especialmente grave nos revestimentos em tratamento superficial;
- envelhecimento do ligante betuminoso por oxidação, que fragiliza a mistura asfáltica e facilita seu trincamento e o arrancamento de agregados;
- a formação de trincas no revestimento possibilitando acesso a águas pluviais, que se acumulam no topo da base, se a camada de base é de drenagem lenta. Com a passagem de uma carga de roda, gera-se um excesso de pressões neutras na água retida, levando ao bombeamento de finos da base para a superficie (erosão) e as solicitações dinâmicas elevadas sob a camada de revestimento, acelerando sua deterioração. Não sendo este drenante, aumenta a geração de deformações plásticas nessa camada e a sua intrusão na base granular.

Os pavimentos flexíveis em tratamento superficial sofrem desgaste pela ação abrasiva da passagem dos veículos e trincam por fadiga sob a ação repetida das cargas do tráfego.

Os pavimentos do tipo "full-depth" têm comportamento semelhante ao dos pavimentos flexíveis convencionais, devendo-se acrescer a tendência de formação de trincas de fadiga longitudinais que se propagam de cima para baixo no revestimento. Quando apenas as camadas de revestimento e base forem betuminosas, utiliza-se a denominação de pavimento "deep-strenght".

Os pavimentos semi-rígidos deterioram-se por:

- trincamento da base cimentada, seguido da rápida reflexão das trincas através da espessura do revestimento asfáltico. Este processo de reflexão se dá tanto pela repetição das cargas do tráfego como pelos movimentos térmicos da camada cimentada. O trincamento por fadiga, devido à repetição das deformações de tração sob a base, geradas pelas cargas de rodas dos veículos, está sempre presente;
- trincamento longitudinal do revestimento nas trilhas de roda, por meio de trincas que se originam na superfície e se propagam para baixo. Estas trincas devem-se às forças cisalhantes centrípetas, que ocorrem mesmo sob cargas estáticas. As imperfeições de compactação da camada facilitam este modo de trincamento, devido ao fato de que as microfissuras construtivas servem como origem para trincas;
- afundamentos em trilha de roda, decorrentes do aumento que se verifica nas tensões verticais de compressão na sub-base ou no subleito, quando da formação de uma trinca na base cimentada. Este processo é agravado pela entrada de águas pluviais pelas trincas, o que enfraquece os solos, aumentando o potencial para acúmulo de deformações plásticas, além de possibilitar o bombeamento de finos para a superficie, sob excessos de pressões neutras oriundas das cargas dinâmicas dos veículos, em condições não drenadas. Nos casos de pavimentos expostos por longo tempo a estas condições, o excesso de pressões neutras tende a lavar os agregados da base, destruindo a coesão da mistura cimentada. O pavimento se torna, assim, flexível, mas com uma base degradada;
- desgaste e envelhecimento da camada asfáltica, de forma idêntica ao que ocorre nos pavimentos flexíveis.

Os pavimentos invertidos sofrem um processo de degradação idêntico ao que ocorre nos pavimentos asfálticos flexíveis, na medida em que o seu revestimento está submetido a

deformações de tração sob uma carga de roda na sua fibra inferior. Ao mesmo tempo, a sub-base cimentada também experimenta este tipo de solicitação, que a leva a sofrer um processo gradual de trincamento por fadiga. Embora as trincas da sub-base cimentada não se reflitam para o revestimento, a redução do módulo de elasticidade efetivo da sub-base, com a progressão do trincamento, eleva as deflexões do pavimento, o que resulta em um consumo mais acelerado no pavimento à fadiga.

A deterioração dos pavimentos rígidos ocorre por:

- trincamento por fadiga da placa de CCP, iniciando-se principalmente em bordos ou juntas com baixa transferência de carga entre placas;
- redução da eficiência do sistema de transferência de carga nas juntas, devido à perda de ligação entre as barras de transferência e o concreto. Este fenômeno tende a permitir a formação posterior de "degrau" entre placas nas juntas. Este "degrau" aumenta os esforços dinâmicos aplicados pelo tráfego ao pavimento, acelerando sua deterioração, além de se constituir no principal fator responsável pelo aumento da irregularidade ou queda de serventia do pavimento;
- erosão da sub-base, por falha de selagem das juntas, levando a solapamentos ou formação de vazios sob a placa, o que dá origem à "placa bailarina" e às suas conseqüências adversas, como quebra de canto.

Os fatores responsáveis pela determinação do desempenho de um pavimento ao longo de sua vida de serviço são: tráfego, clima, estrutura do pavimento, condições de drenagem e processos construtivos. Contudo, sabe-se que a interação desses fatores condiciona o desempenho futuro do pavimento e que sua quantificação é dificil e sujeita a variações estocásticas.

Os parâmetros relativos ao tráfego que condicionam o desempenho são:

- magnitude das cargas de eixo;
- configuração geométrica dos eixos;
- pressões de inflação dos pneus;
- freqüência com que cada carga de eixo opera na via;
- aspectos que afetam as cargas dinâmicas que são efetivamente aplicadas ao pavimento, como: tipos de suspensão dos veículos, velocidades operacionais, irregularidade e geometria vertical e horizontal da via.

Quanto ao clima, deve-se considerar que a velocidade na qual a oxidação do asfalto se processa é dependente das condições de temperatura, umidade e insolação. As oscilações térmicas levam à formação de trincas superficiais, cujo potencial de geração é aumentado pela oxidação dos primeiros 25 mm do topo da camada asfáltica. Esta oxidação tem sua velocidade dependente da insolação.

O asfalto caracteriza-se por ser um material termoplástico, assim, todas as suas propriedades sofrem alterações significativas com a temperatura. A lei de fadiga do concreto asfáltico muda com a temperatura, assim como sua deformabilidade elástica sob as cargas transientes do tráfego. O trincamento por fadiga é critico sob temperaturas intermediárias (10 a 30°C). Cabe analisar a importância da temperatura na vida de fadiga das misturas asfálticas através do raciocínio elucidado por *Medina (1997)*. Um aumento de temperatura reflete-se de dois modos na vida de fadiga, diminui o módulo resiliente, vale dizer, para uma força aplicada, a deformação específica à tração aumenta, ao mesmo tempo diminui a resistência a tração e a razão da tensão atuante sobre a resistência aumenta. Fica mais severa a solicitação à fadiga, isto é, diminui a vida de fadiga.

O tipo de estrutura do pavimento determina os mecanismos através dos quais a degradação provocada pela repetição das cargas do tráfego vai se processar ao longo do

tempo. A condição estrutural das camadas expressa pela deformabilidade elástica dos materiais sob as cargas transientes do tráfego e pela sua resistência ao acúmulo de deformações plásticas, e o trincamento por fadiga são os outros parâmetros estruturais que completam a influência da estrutura no desempenho dos pavimentos. A durabilidade dos materiais (resistência à degradação granulométrica, a água e alterações químicas) também afeta o desempenho.

O tempo para que a água infiltrada no pavimento escoe para fora do raio de ação das tensões aplicadas, devido à ação das cargas do tráfego, afeta a geração de afundamentos plásticos. Importam, nesse aspecto, as condições de drenagem sub-superficiais (drenagem da camada de base) e profunda (nível do lençol freático). A drenagem superficial afeta mais a segurança do usuário, embora o acúmulo de águas pluviais em trincas no revestimento leve a uma degradação mais acelerada dessa camada.

No os pavimentos flexíveis com revestimento em concreto asfáltico têm como mecanismo de degradação dominante nas rodovias de tráfego médio e pesado o trincamento por fadiga.

II.2- Trincamento por fadiga

A expressão fadiga está associada à ocorrência de deterioração localizada em um elemento estrutural gerada pela repetição de solicitações, ocasionando o trincamento gradativo da estrutura até uma pressuposta ruptura. Normalmente resulta na redução da resistência do material a tensões aplicadas seguidamente. Trata-se de um fenômeno de natureza intricada, logo, de dificil equacionamento.

O trincamento observado nas trilhas de roda geralmente se manifesta após um certo tempo de serviço e, mesmo assim, sem que haja afundamentos plásticos. Dessa forma, a ruptura das camadas asfálticas vem sendo considerada uma manifestação de fadiga.

Diversas teorias têm sido aplicadas na tentativa de equacionar o fenômeno da fadiga. Dentre elas destacam-se a Mecânica Estatística, Teorias Microestruturais e Mecânica do Contínuo, *Rodrigues (1991)*.

A Mecânica Estatística considera o problema com base no conceito cinético do mecanismo de fratura, que envolve a quebra e restauração de ligações atômicas devido a flutuações térmicas e de tensões, bem como o acúmulo de ligações rompidas que resulta em perda de estabilidade. Já as Teorias Microestruturais descrevem o mecanismo de formação e crescimento da trinca considerando o tipo de microestrutura do material (cristalina ou amorfa) e as condições de carregamento. Enquanto que a Mecânica do Continuo baseia-se na Mecânica da Fratura.

A Mecânica do Contínuo é a que vem permitindo o tratamento mais promissor, uma vez que considera a natureza localizada do problema, as condições geométricas e de fronteira, e se conforma tanto quanto possível às teorias microestruturais.

A ocorrência de ruptura por fadiga resulta de três processos distintos, início do fissuramento, crescimento estável da trinca e propagação instável da trinca.

Conforme a hipótese de *Majidzadeh e Ramsamooj (1973) O* início do fissuramento teria lugar durante apenas uma pequena fração da vida de fadiga total, enquanto que o crescimento estável da trinca ocuparia uma grande parte. Esses processos diferem entre os vários materiais. Devido à presença de microfissuras inerentes ao material, é razoável se esperar o início de uma trinca nos primeiros ciclos de aplicação de carga em composições heterogêneas como os materiais asfálticos. Logo, a distribuição estatística de tais descontinuidades internas poderia fatalmente explicar as variações estatísticas na vida de fadiga.

A caracterização da fadiga de misturas asfálticas em laboratório tem sido realizada

predominantemente com o auxílio de equações fenomenológicas, onde a vida de fadiga, N_f (número de ciclos de carga até a ruptura do corpo de prova), é relacionada à tensão máxima de tração, σ_t, ou à máxima deformação de tração, ε_t, que se desenvolve, ou seja:

$$N_f = K_1 \times \left(\frac{1}{\sigma_t}\right)^{n_1} \tag{2.1}$$

$$N_f = K_2 \times \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{n_2} \tag{2.2}$$

Como os parâmetros K{i} e n{i} das equações acima variam com o tipo de ensaio e condições de fronteira, eles não podem ser considerados como constantes verdadeiras do material.

A grande vantagem desses modelos de fadiga desenvolvidos em laboratório, além do controle das condições em que se realiza o ensaio, é permitir a avaliação quantitativa dos efeitos que a variação nas propriedades da mistura tem na vida de fadiga. Por outro lado, a caracterização fenomenológica dos ensaios de fadiga através de relações semi-empíricas com tensões ou deformações, desconsidera o início e a propagação de trincas.

A outra abordagem que vem sendo utilizada, o método mecanístico, aplica os princípios da mecânica da fratura para explicar o mecanismo de deterioração, a progressão da trinca e a previsão da vida de fadiga dos pavimentos. Esse método permite se considerar a ruptura por fadiga como o resultado de dois processos distintos: o início da deterioração e a propagação das trincas.

Além do trincamento por fadiga, outro mecanismo de degradação das rodovias apresenta relevância. Esse fenômeno é denominado de reflexão de trincas e ocorre principalmente em camadas de recapeamento asfáltico.

II.3- Reflexão de trincas

O fenômeno da reflexão de trincas é análogo ao processo de trincamento por fadiga de um revestimento asfáltico. Consiste no crescimento e interligação de microfissuras inerentes à massa asfáltica provenientes da repetição de solicitações das cargas do tráfego e/ou térmicas. *Montestruque (1996)* elucida que, enquanto no revestimento de um pavimento flexível a trinca de fadiga surgirá na fibra inferior da camada, região em que ocorre a máxima deformação de tração, no pavimento recapeado a trinca de reflexão surgirá na região de máxima densidade de energia de distorção, localizada no entorno da extremidade da trinca do revestimento subjacente a camada de recapeamento.

A energia de distorção fornece uma medida de deformação plástica esperada que resulta da concentração de tensões na extremidade da trinca. Pode se ter, assim, um plano de enfraquecimento onde a deformação plástica máxima ocorre, fato que poderia gerar o desligamento entre a camada de reforço e o pavimento existente, *Rodrigues (1999)*.

Rigo (1993) afirma que as técnicas de controle das trincas de reflexão são numerosas e podem ser distinguidas da seguinte maneira: reparo pela modificação das características do recapeamento objetivando o acréscimo de resistência a deformações e tensões impostas pelo movimento das trincas, reparo pela inserção de camada intermediária de absorção de tensões ou deformações aderindo à antiga estrutura a nova camada de recapeamento e reparo atuando na origem das trincas quando possível, através de estabilização das juntas das placas, intervenções profundas .

O reparo pela modificação das características do recapeamento pode ser obtido pelo uso de asfalto modificado com ou sem fibras como ligante, *Walsh (1993);* reforço da camada de recapeamento por meio de arames de aço, *Molenaar et al. (1989);* fibras de vidro, *Schuster et al. (1989)*. O aumento da espessura da camada de recapeamento também é uma solução.

A interface entre a camada de reforço e o pavimento existente é a posição mais adequada para se aplicar um tratamento com a finalidade de controlar a reflexão de trincas, *Rodrigues (1991).* Assim, a camada intermediária, responsável pela denominação sistemas anti-reflexão de trincas, é classificada pela sua função de camada de absorção de tensões, camada de absorção de deformações ou camada de desvio de trincas. Os materiais usualmente utilizados como camada intermediária são argamassa asfáltica, geotêxtil impregnado com betume, betume impregnado "in situ" com fibras, geotêxteis, geogrelhas, *Colombier (1989) e* grelhas metálicas.

Cabe frisar que a medida de reparo a ser utilizada no controle de reflexão de trincas deve ser parte de uma análise global da situação, já que a resistência à propagação de trincas envolve todos os componentes da estrutura do pavimento: camada de recapeamento, camada intermediária, estrutura de pavimento existente e solo.

Inúmeras soluções têm sido propostas de forma a controlar esses mecanismos de deterioração atuantes em pavimentos asfálticos. Como este trabalho propõe uma análise quanto à utilização de grelhas metálicas de reforço, cabe elucidar a atuação das grelhas metálicas como mecanismo de reforço.

II.4- Grelhas em revestimentos asfálticos

O pavimento aparenta ser uma estrutura muito simples mas, na realidade, caracteriza-se pela sua complexidade, possivelmente está entre as mais complexas de todas as estruturas da Engenharia Civil. Para se prever a futura performance dos pavimentos, muitas simplificações devem ser feitas. Uma das formas mais usuais é através dos métodos mecanístico-empíricos, *Ullidtz (1987)*.

Esses métodos se baseiam no cálculo da resposta do pavimento a importantes combinações de carregamentos e fatores ambientais. Esta resposta consiste de tensões e

deformações em cada camada do pavimento. São parâmetros estimados através de métodos analíticos, por exemplo, a teoria da elasticidade, teoria das camadas elásticas ou método dos elementos finitos.

A distribuição de tensões e deformações, em um pavimento flexível, gerada na estrutura pelas cargas de roda do tráfego ocorre de modo que as camadas de revestimento e base aliviem as tensões de compressão no subleito por meio da "absorção" de tensões cisalhantes. Neste processo, ocorrem tensões e deformações horizontais de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico, que provocarão seu trincamento por fadiga com a repetição das solicitações do tráfego (Figura 2.3). Ao mesmo tempo, a repetição das tensões e deformações verticais de compressão que atuam em todas as camadas do pavimento levarão à formação de afundamentos em trilha de roda, quando o tráfego tender a ser canalizado, e à ondulação longitudinal da superficie, quando a heterogeneidade do pavimento for significativa.

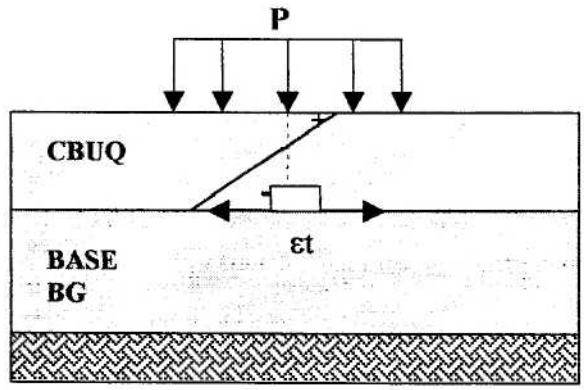


Figura 2.3- Tensões horizontais atuantes em pavimentos asfálticos flexíveis.

No caso de uma seção de pavimento flexível sujeita a uma carga de roda, a teoria das camadas elásticas prevê a distribuição das tensões na forma ilustrada esquematicamente na Figura 2.4. As tensões verticais máximas (σ) ocorrem ao longo da vertical que passa pelo centro da área carregada, enquanto que as tensões de cisalhamento máximas (τ) ocorrem ao

longo da vertical que passa pelo bordo da área carregada. A redução drástica da tensão vertical para as camadas da fundação do pavimento se dá às custas da geração de tensões de cisalhamento elevadas nas camadas mais resistentes que compõe a superestrutura do pavimento. 0 gradiente de tensão vertical com a profundidade é gradativamente decrescente, resultando em uma redução bastante suave de σ com a profundidade nas camadas de reforço e subleito, *Rodrigues (1998)*.

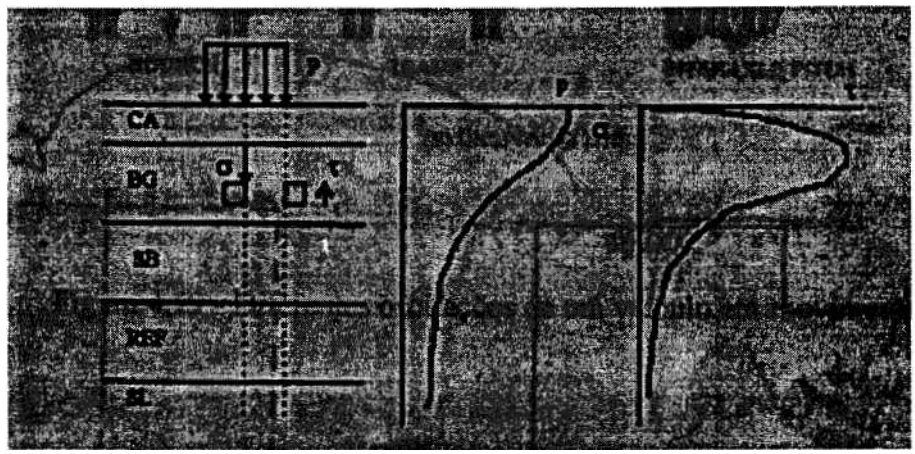


Figura 2.4- Distribuição de tensões verticais em um pavimento flexível, *Rodrigues (1998).*

A idéia de reforçar o pavimento, ou seja, de reduzir a atuação dos esforços principalmente nas camadas asfálticas do pavimento, com o intuito de minimizar a ação do principal mecanismo de deterioração nos pavimentos, o trincamento por fadiga, vem se desenvolvendo há várias décadas através de pesquisas, trechos experimentais.

Na concepção de *Rigo (1993)* o reforço, entendido na maneira clássica, exige que o módulo de elasticidade do material de reforço seja maior que o do material a ser reforçado. Este efeito pode ser obtido pela inserção de tecidos reforçados, grelhas, fibras ou geogrelhas na região inferior do revestimento ou recapeamento asfáltico. Levando em conta as observações acima, a relação de módulos entre o material de reforço e o concreto asfáltico,

parece que o aço e as fibras de vidros são os materiais mais aptos para agir como elemento de reforço estrutural.

A classificação dos produtos de reforço tem sido feita baseada na maneira de transferência de esforços: intertravamento da camada (grelhas), adesão entre camadas (tecidos) e materiais que possibilitem ambos os mecanismos (combinação de grelha e tecido), *Sanders (2000).*

II.5- Materiais de reforço

Os materiais normalmente utilizados para reforçar a estrutura de pavimentos flexíveis podem ser classificados da seguinte maneira:

- grelhas (metálica, plásticas, fibras de vidro, geogreihas);
- tecidos/mantas (geotêxteis);

Embora geotêxteis e grelhas metálicas de reforço sejam utilizados freqüentemente nas mesmas situações, a distinção entre suas funções deve ser feita. Esses diferem em suas propriedades, mecanismos de atuação e, portanto, têm seus próprios campos de aplicação.

Van de Griend e Hendriks (1989) realizaram uma pesquisa de campo objetivando quantificar a contribuição estrutural de geotêxteis e grelhas metálicas em reforço de recapeamentos asfálticos. O critério utilizado para a quantificação foi o cálculo da espessura equivalente construída, para cada material. Esse parâmetro foi obtido através da teoria de Odemark, detalhada por *Ullidtz (1987)*. Os materiais analisados nas rodovias foram: geotêxtil não-tecido, grelha metálica, grelha polimérica e fibra de poliéster.

Desse trabalho concluiu-se que os geotêxteis formam uma camada intermediária de absorção de tensões, logo retardam a reflexão de trincas. Devido a sua baixa rigidez não há contribuição de capacidade de suporte. Portanto geotêxteis são especialmente eficientes em rodovias que apresentam boa capacidade de suporte.

Já as grelhas de reforço têm rigidez relativamente alta. Portanto elas reduzem as tensões no concreto asfáltico, fato que implica na redução de deformações; assim a reflexão de trincas se desenvolverá mais lentamente. A contribuição de rigidez foi expressa em milímetros de concreto asfáltico e a magnitude desta contribuição variou para os diferentes projetos. A variação foi grande (10 a 30 mm) especialmente para grelhas metálicas e poliméricas.

0 desenvolvimento econômico acelerado em Xangai tem gerado inúmeros problemas de infra-estrutura, uma vez que o tráfego urbano cresce de forma exponencial, os pavimentos urbanos, em sua maioria pavimentos de concreto, deterioram-se rapidamente. Como medida de restauração executava-se uma camada de recapeamento asfáltico, a qual rapidamente apresentava trincas evidenciando a predominância da reflexão de trincas. Para controlar essa reflexão, passou a ser inserida antes do recapeamento uma camada intermediária de geotêxtil, que se caracterizou pela ineficiência. Assim *Zhou e Sun (1996)* testaram em laboratório a utilização de geogrelhas, APP e grelhas metálicas em diferentes temperaturas. 0 APP trata-se de fina camada de concreto asfáltico, composta por camadas de asfalto-polímero misturadas com finos e uma camada intermediária de geotêxtil.

Esta pesquisa evidenciou que as três medidas testadas retardam a reflexão de trincas predominantemente ocasionadas pelo tráfego, especialmente à grelha metálica. 0 resultado dos testes mostrou que a forma e o tamanho da grelha metálica influenciaram no seu melhor desempenho à reflexão de trincas.

III- Grelhas metálicas

Durante a primeira crise do petróleo, na década de 70, idealizou-se o reforço das misturas asfálticas com grelhas. 0 propósito da inserção de grelhas era minimizar a utilização de material asfáltico, devido ao alto preço do petróleo.

Conforme *Montestruque (1996)* os primeiros materiais usados foram da indústria do poliéster, seguidos pelas geogrelhas de fibra de vidro.

Ainda hoje, desenvolve-se a utilização de grelhas principalmente como elemento de reforço estrutural e retardador de reflexão de trincas. A tendência na utilização de grelhas metálicas em revestimentos asfálticos e de concreto está em franco crescimento desde os anos 80, principalmente na Europa.

III- Utilização

A utilização das grelhas metálicas como medida de restauração de um pavimento é dependente principalmente do mecanismo de deterioração predominante, da estrutura do pavimento e do tráfego atuante na rodovia.

Podem ser utilizadas como camada intermediária entre um revestimento deteriorado e uma nova camada asfáltica de recapeamento, neste caso tem a função de um sistema anti-reflexão de trincas. Alguns estudos foram realizados neste sentido por *Van de Griend e Hendriks (1989)* e mostraram que as trincas se propagam mais lentamente em camadas intermediárias com grelhas metálicas comparadas a geogrelhas com geotêxtil não-tecido, grelhas poliméricas e fibras de poliéster. Pode-se citar, também, os estudos realizados por *Molennar et al. (1989)* nos quais, placas reforçadas com aço apresentaram melhor desempenho relativo à prevenção de reflexão de trincas que placas sem reforço.

A principal utilização das grelha metálicas é a de reforço estrutural, possibilitando dessa forma um acréscimo na vida de serviço do pavimento. Tanto podem ser inseridas numa nova camada de recapeamento asfáltico como podem ser utilizadas em pavimentos novos.

Quanto ao tipo de estrutura, geralmente são utilizadas em pavimentos flexíveis, mas também podem ser utilizadas em pavimentos semi-rígidos, invertidos e rígidos. 0 tipo de estrutura não é um limitante à utilização do reforço metálico, isto é, trata-se de um condicionante à decisão do correto posicionamento da grelha na estrutura.

As grelhas metálicas podem ser utilizadas também para solucionar problemas localizados, sendo essas qualificadas como soluções especiais:

- trechos com grandes inclinações longitudinais (trecho em serra);
- trechos localizados com trincamento muito severo;
- em rodovias duplicadas ou alargadas;
- afundamentos em trilha de roda ("bus stops");
- reforço de sub-base;
- utilização em aeródromos (pista de pouso, táxi).

Baseado em experiências realizadas em algumas das principais rodovias de Helsinki, Finlândia, *Valtonen e Vehmas (1996)* relataram que o reforço estrutural com grelha metálica em recapeamento asfáltico sobre placas de concreto (CCP) deterioradas, apresentou desempenho satisfatório, porém salienta-se a necessidade da grelha ser aplicada sobre uma superficie sem imperfeições.

A utilização de reforço com grelhas metálicas vem representando um crescimento considerável como alternativa de medida de restauração, isto pode ser evidenciado nas Tabelas 3.1, 3.2 e 3.3.

Tabela 3.1- Obras de reforço de pavimento executadas com grelha metálica

País	Projeto	Execução	Quantidade (m²)	Trechos Especiais
Alemanha	Asfáltico	1994/1997	128440	Recapeamento sobre CCP, trechos experimentais e reconstrução
	Concreto (CCP)	1994/1997	10595	
Áustria	Asfáltico	1998	11200	
Bélgica	Asfáltico	1990/1998	394525	Recapeamento sobre CCP, portos
	Concreto (CCP)	1990/1998	688470	Pontes
	Cascalho	1990/1998	15850	
Bósnia	Asfáltico	1997/1998	85800	
Dinamarca	Asfáltico	1995	1995	
Espanha	Asfáltico	1998	5156	
França	Asfáltico	1998	14135	
Holanda	Asfáltico	1982/1998	933530	Reconstrução
Hungria	Asfáltico	1994	500	Acessos a rodovias
Irlanda	Asfáltico	1997/1998	105026	
	Concreto (CCP)	1997/1998	39800	
Itália	Asfáltico	1992/1997	38550	Pátio de embarque de "Ferryboat"
Japão	Asfáltico	1990	1380	
Portugal	Asfáltico	1993/1997	19750	
Reino Unido	Asfáltico	1991/1998	110490	
	Concreto (CCP)	1991/1998	24025	
República Tcheca	Asfáltico	1998	1050	Paradas de ônibus ("bus stops")
Suíça	Asfáltico	1996/1997	14900	Pátio de indústrias, corredores de ônibus e "bus stops"
	Concreto (CCP)	1996/1997	1000	

Fonte http://www.bekaert.com

Tabela 3.2- Obras de reforço em aeródromos executadas com grelha metálica

País	Projeto	Execução	Quantidade (m²)	Local
Alemanha	Asfáltico	1998	123650	Pista de táxi e pouso
Bélgica	Asfáltico	1993/1994	8030	Pista de táxi
	Concreto (CCP)	1998	43230	Pista de táxi
Reino Unido	Asfáltico	1997	5500	Pista de táxi

Fonte http://www.bekaert.com

Tabela 3.3- Obras de reforço especiais executadas com grelha metálica

País	Projeto	Execução	Quantidade (m²)	Local
Bélgica	Revestimento em grama	1993/1994	2175	Vias em parques e castelos
	Sub-base	1995/1996	12000	
França	Revestimento em grama	1998	3100	Vias em parques
Holanda	Revestimento em grama	1997/1998	18055	Vias em parques e castelos
Irlanda	Subleito	1998	5100	
Reino Unido	Revestimento em grama	1997	6115	Vias em castelos
Suíça	Revestimento em grama	1991	800	Estação de Ski

Fonte http://www.bekaert.com

III.2- Road Mesh ®

Com o intuito de viabilizar o desenvolvimento do tema proposto nesta dissertação, Estudo do Efeito de Grelha Metálica de Reforço em Revestimentos Asfálticos, utilizou-se a grelha metálica *Road Mesh*®, a qual é produzida pela empresa Maccaferri do Brasil Ltda.

Inicialmente a grelha metálica *Road Mesh*® (malha 8x10, fio ϕ 2,7 mm e duas barras ϕ 3,4 mm, com espaçamento de aproximadamente 16,5 cm) era utilizada tanto para reforço estrutural como sistema anti-reflexão de trincas. Ou seja, tratava-se de um único produto a ser utilizado para ambas as funções, mesmo sabendo que a função de reforço estrutural era suscetível a maiores solicitações.

Além disso, a antiga *Road Mesh*® apresentava um processo de manufatura bastante lento, já que o equipamento necessitava ser desligado duas vezes a cada grelha produzida para que as barras fossem lançadas.

Por todas estas razões decidiu-se fabricar dois tipos diferentes da grelha, de uso específico para cada situação, assim conseguiu-se otimizar o processo de fabricação e minimizar custos de produção.

A nova *Road Mesh*® apresenta na sua composição apenas uma barra de reforço com nervuras em cada malha. Ainda foi dividida em duas classes, uma de utilização estrutural e a outra para problemas de reflexão de trincas.

Para reforço estrutural utiliza-se a grelha "Tipo A", a qual apresenta as mesmas propriedades da grelha antiga, ou seja, as malhas apresentam áreas equivalentes e a seção transversal da barra de reforço (A=18,8 cm^2) é equivalente às duas barras da versão antiga (A=18,2 cm^2).

A grelha "Tipo B" trata-se de uma versão mais leve, apropriada para utilização como sistema anti-reflexão de trincas.

Nas ilustrações das Figuras 3.1 e 3.2, pode-se diferenciar claramente as versões, antiga e atual, da grelha metálica de reforço *Road Mesh*®

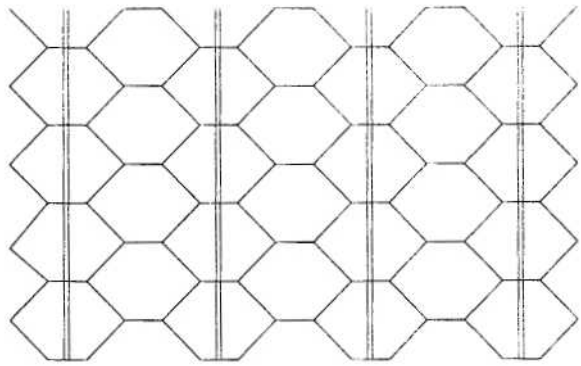


Figura 3.1 - Esquema do modelo antigo da grelha metálica de reforço *Road Mesh.*

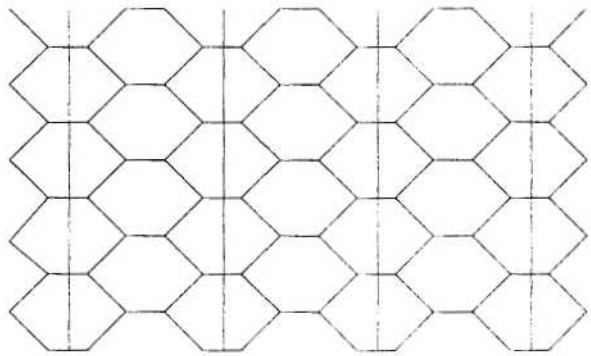


Figura 3.2 - Esquema do modelo atual da grelha metálica de reforço *Road Mesh.*

Assim, o elemento *Road Mesh*® constitui-se como sendo uma estrutura metálica, revestida com *Galmac* (liga zinco-alumínio), composta por uma malha hexagonal de dupla torção na qual são inseridas transversalmente barras de aço espaçadas a uma distância constante de aproximadamente uma malha.

As especificações técnicas da configuração atual da grelha metálica estão descritas na Tabela 3.4.

Tabela 3.4- Especificações técnicas

Tipo	Malha	Barras de reforço	Resistência longitudinal	Resistência transversal	Aplicação
A	8x10 fio ϕ 2,7 mm	1 ϕ 4,9 mm	43 kN/m	48 kN/m	Reforço estrutural
B	8x10 fio ϕ 2,4 mm	1 ϕ 4,4 mm	35 kN/m	39 kN/m	Anti-reflexão de trincas

Fonte Maccaferri do Brasil Ltda.

A instalação da grelha metálica no campo trata-se de um processo simples, não necessita a mobilização de muitos equipamentos e inovadoras técnicas de execução, porém requer alguns cuidados especiais no que tange ao armazenamento, transporte e processo de instalação *(Maccaferri).*

III.3- Processo de instalação

Alguns fatores devem ser minuciosamente observados de forma a não comprometer o futuro desempenho da grelha metálica.

A superfície sobre a qual irá ser colocada a grelha metálica deve ser regularizada. Usualmente utiliza-se uma camada delgada de concreto asfáltico, impedindo dessa forma que imperfeições existentes no revestimento antigo, como panelas, desníveis, prejudiquem o desempenho global do conjunto. Ainda, a camada que vai servir de suporte deve estar limpa geralmente a limpeza é realizada com compressores de ar. Essa etapa prioriza a eliminação de poeira e outros elementos que prejudiquem a aderência entre as camadas.

A Road Mesh®' fornecida em rolos de 4m (ou 2m) de largura e comprimento de 25 m, deve ser desenrolada, em pequenos trechos até mesmo manualmente, de maneira que seja mantida a curvatura natural da grelha (Figura 3.5).

Após a colocação da grelha metálica deve-se fazer uma compactação estática (1 ou 2 passagens) de forma a remover as tensões existentes. Durante essa fase é necessário evitar bordas pontiagudas.

Quando o trecho a ser instalada a grelha apresentar maior extensão que a quantidade fabricada (25 a 50 m), torna-se necessário ancorar esse rolos através de sobreposição. Conforme indicação do fabricante, o transpasse deve ter o comprimento entre uma e duas malhas, ou seja, entre 16,5 e 33,0 cm. A sobreposição deve ser executada sempre no sentido do tráfego (montante sobre jusante).

A grelha metálica de reforço necessita ser fixada na camada inferior, evitando a ocorrência de movimentações, que pode ser gerada pelo futuro tráfego de equipamentos durante a execução das próximas etapas.

A fixação pode ser feita por pregos, clipes, ganchos e deve ser feita sempre na malha (barra simples), evitando as barras de dupla torção e as barras de reforço. 0 sistema de fixação deve conter uma chapa com orificio que permita a injeção do prego e uma ferramenta que faça a injeção, normalmente utilizam-se pistolas de calibre 22. Maiores detalhes sobre o processo de fixação estão elucidados nos catálogos da *Walsywa.*

Após realizar a fixação da grelha metálica na camada subjacente, a superfície deve ser imprimada com o objetivo de melhorar a aderência entre a grelha e a subseqüente camada de recapeamento.

Como forma de esclarecer o processo de instalação da grelha metálica, algumas obras executas serão apresentadas no próximo item.

III.4 - Trechos experimentais

Mesmo com a existência de métodos de dimensionamento mecanístico-empíricas e ferramentas bastante sofisticadas, como, por exemplo, o método dos elementos finitos, a

análise estrutural de um pavimento continua sendo muito complexa, seja pela heterogeneidade dos materiais, condições de tráfego, variabilidade de técnicas construtivas, complexidade dos fatores ambientais ou falta de acurácia dos dados medidos em campo.

Historicamente, sabe-se da dificuldade de se avaliar a contribuição de diferentes materiais no desempenho estrutural global do pavimento. Conforme *Medina (1997)* esta questão começou a ser solucionada pela AASHTO através dos resultados de suas pistas experimentais.

Dessa forma, a execução de testes de campo toma-se uma ferramenta útil, tanto para avaliar e calibrar as previsões feitas pelos modelos de dimensionamento estrutural como otimizar as técnicas construtivas.

*III.4.1- **Rodovia** A14*

O trecho experimental executado nos dias 9 e 10 de outubro de 1995 e organizado pela Societá Autostrade SpA e pela Officine Maccaferri SpA, teve como objetivo avaliar a viabilidade da inserção, no interior do pavimento, da grelha metálica de reforço *Road Mesh*, no que tange ao acréscimo na vida de serviço.

Para esta experiência especificou-se um trecho na Itália sobre a Rodovia A14, próximo a Bologna, sentido Sul nas proximidades da saída de Pesaro. Este trecho apresentava um comprimento de 500m, na faixa lenta entre as estacas km 152+000 e km 152+500.

Na Figura 3.3 é descrita a estrutura de pavimento existente e a Figura 3.4 mostra a estrutura de pavimento reconstruída com o reforço.

O plano de assentamento do reforço foi obtido mediante fresagem das camadas betuminosas até alcançar a profundidade especificada no projeto.



Figura 3.3- Geometria da estrutura existente.



Figura 3.4- Geometria da estrutura reforçada.

A largura do trecho onde foi aplicado o reforço foi fixada em 4,1 m. Após ter sido feita a limpeza na estrutura fresada, procedeu-se a extensão do reforço com uma simples operação de desenrolamento, o qual ocorreu de maneira que a curvatura espontânea adquirida na fase de armazenamento (enrolamento) fosse dirigida para a superficie. Para o desenrolamento utilizou-se uma ferramenta simples, um carrinho adaptado para esta função (Figuras 3.5 e 3.6). Deve-se frisar que a forma de desenrolamento mostrada na Figura 3.6 não está de acordo com o processo recomendado.



Figura 3.5- Colocação do reforço *Road Mesh* com auxílio do equipamento.

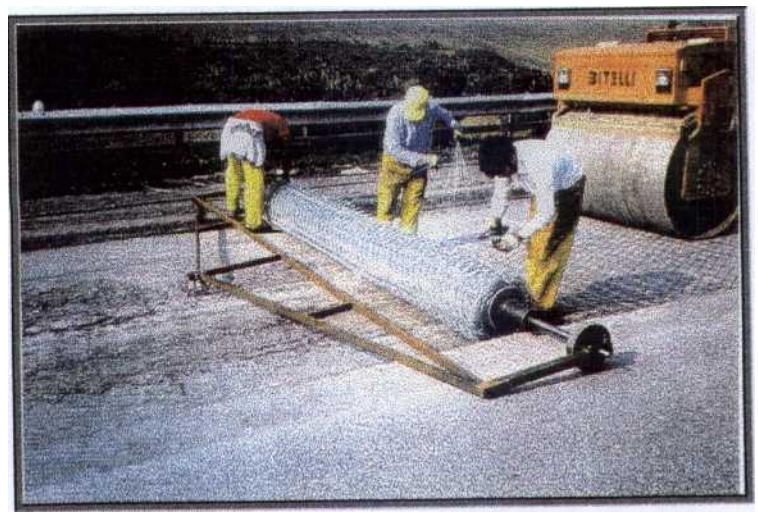


Figura 3.6- Preparação da sobreposição dos rolos do reforço metálico.

0 equipamento adaptado para a operação de desenrolamento foi eficiente apenas para aplicações de modestas dimensões como no caso deste trecho de 500 m. Para a utilização em maior escala, exige-se outras ferramentas de maior envergadura que otimizem o trabalho.

A distensão do reforço foi realizada, efetuando-se sobre ele algumas passadas com um rolo compactador (Figura 3.7).



Figura 3.7- Estiramento da grelha metálica *Road Mesh*°.

A sobreposição prevista em projeto para o assentamento das telas contíguas foi de uma ou duas malhas (16 a 32 cm), ficando a escolha vinculada à facilidade de execução. Sucessivamente ao assentamento e distensão da *Road Mesh*°, procedeu-se a sua fixação ao plano de assentamento. Esta fixação que tem função temporária, faz-se necessária para que os equipamentos habituais da obra circulem sem causar danos ao reforço.

A fixação foi realizada através de chapas pregadas por revólver conforme ilustração nas Figuras 3.8, 3.9 e 3.10. A disposição e quantidade de elementos de fixação foram determinadas através de projeto.



Figura 3.8- Fixação do reforço ("by nails").



Figura 3.9- Ferramentas utilizadas na fixação do reforço.

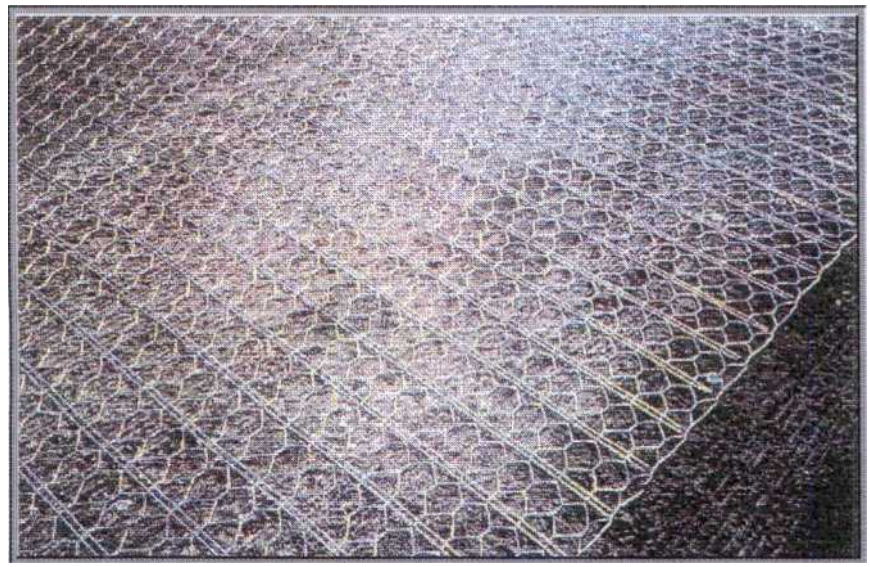


Figura 3. 10- Disposição dos pontos de fixação.

Neste trecho experimental a grelha metálica de reforço *Road Mesh* utilizada constituiu-se de uma malha metálica a dupla torção (malha 8x10, fio de diâmetro 2,7 mm), na qual foram inseridas, ortogonalmente à direção da tecedura, duas barras metálicas no interior da torção de cada malha, resultando um intereixo do par de barras igual a 16,5 cm, aproximadamente.

Conforme o fabricante do reforço, a grelha é tecida com trefilado de aço de baixo teor de carbono (conforme a norma *ABNT NBR-10514 1998).* Tanto a malha quanto às barras apresentam forte zincagem obedecendo *a ABNT NBR-8964/1985.*

As barras transversais podem ser de trefilado em aço conforme normas *UNI 3598.1954* com alta resistência (tensão de ruptura 17 kgf/mm^2).

Após a fixação dos pregos e chapas procedeu-se a aplicação, antes da camada de recapeamento asfáltico, de uma imprimação ligante na razão de 600 g/m^2. Isso pode ser visto nas Figuras 3.11, 3.12 e 3.13.



Figura 3.11- Aplicação da imprimação.



Figura 3.12- Aplicação da camada de recapeamento asfáltico.



Figura 3.13- Compactação do recapeamento asfáltico.

Desde a execução, este trecho não apresenta defeitos, embora a empresa responsável pela execução deste trecho não divulgue estas informações.

III.4.2- Rodovia BR-277

O referido trecho experimental foi executado, em 29 de março de 2000, em parceria com a empresa que possui a concessão do trecho e a Maccafem do Brasil Ltda. O trecho, na rodovia BR-277, situa-se no Estado do Paraná entre as cidades de Irati e Palmeira. Trata-se de uma rodovia de tráfego intenso e pesado, visto que é uma das principais ligações rodoviária entre o Estado do Paraná e o Porto de Paranaguá-PR.

O trecho experimental na Rodovia BR-277, no sentido Palmeira - Irati, mais precisamente entre as estacas km 211+864 a km 210+881, L.D, apresenta extensão de 17,5 m e largura de 1,8 m, totalizando 30,6 m^2. A estrutura de pavimento existente está esquematizada na Figura 3.14 e a grelha metálica de reforço *Road Mesh* foi utilizada com o intuito de retardar a propagação das trincas existentes, na base cimentada, através do recapeamento asfáltico (Figura 3.15).

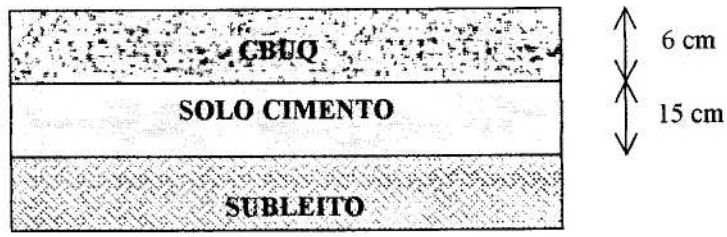


Figura 3.14 – Geometria da estrutura existente.

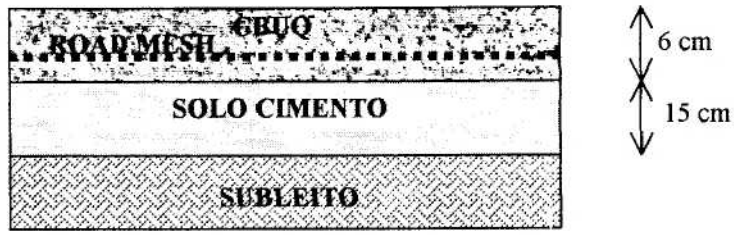


Figura 3.15 - Geometria do pavimento restaurado.

0 revestimento existente em CBUQ encontrava-se completamente deteriorado, conforme pode ser visto a seguir, portanto resolveu-se executar um trecho experimental com o intuito de verificar a eficiência do reforço metálico como sistema anti-reflexão de trincas, uma vez que a camada de base cimentada encontrava-se severamente trincada.

Pela importância do tráfego atuante na rodovia havia a impossibilidade de fazer intervenções nas duas pistas simultaneamente, logo a única alternativa de intervenção cabível era a fresagem do revestimento seguida da reconstrução do recapeamento com a inserção do reforço *Road Mesh*®.



Figura 3.16- Condição do pavimento em serviço.



Figura 3.17- Remoção da camada de CBUQ.

Devido à severidade do trincamento na camada de base, constituída de solo-cimento, observada após a operação de limpeza da referida camada, tornou-se necessária a regularização desta superfície de forma a proporcionar a colocação da grelha metálica (Figuras 3.16 à 3.18).



Figura 3.18- Limpeza da camada de solo-cimento.

A regularização da camada de base foi executada com o mesmo material usado na camada de recapeamento, de forma a garantir aderência entre a base e a regularização. Foi, ainda, realizada uma pintura de ligação, com caneta espargidora.

0 material utilizado na camada de regularização (CBUQ) foi espalhado manualmente, (com auxílio de carrinho de mão e pá), apresentando espessura de aproximadamente 2 cm. Após esta etapa, compactou-se a camada estaticamente para evitar desníveis na camada. As Figuras 3.19 e 3.20 registram esta seqüência de operações.



Figura 3.19 - Imprimação da camada de base.



Figura 3.20- Execução da regularização.

Após a superficie estar regularizada, procedeu-se a colocação da grelha metálica. Observa-se nas Figuras 3.21 e 3.22 o processo de distensão da grelha tomando o cuidado de manter a curvatura apontando para a superficie.

O elemento de reforço *Road Mesh*® utilizado compunha malhas hexagonais de dupla torção, em aço revestido com liga de zinco-alumínio, 8x10, fio com diâmetro de 2,4 mm e barras de reforço com diâmetro de 4,4 mm.



Figura 3.21- Grelha metálica *Road Mesh*



Figura 3.22- Distensão da grelha metálica.

A fixação da grelha de reforço na camada subjacente foi executada através de chapas e pregos, estes injetados por uma pistola de calibre 22. Dessa forma assegurou-se que o tráfego de equipamentos durante a execução da camada de recapeamento não causasse movimentações e imperfeições ao conjunto (Figuras 3.23 e 3.24).

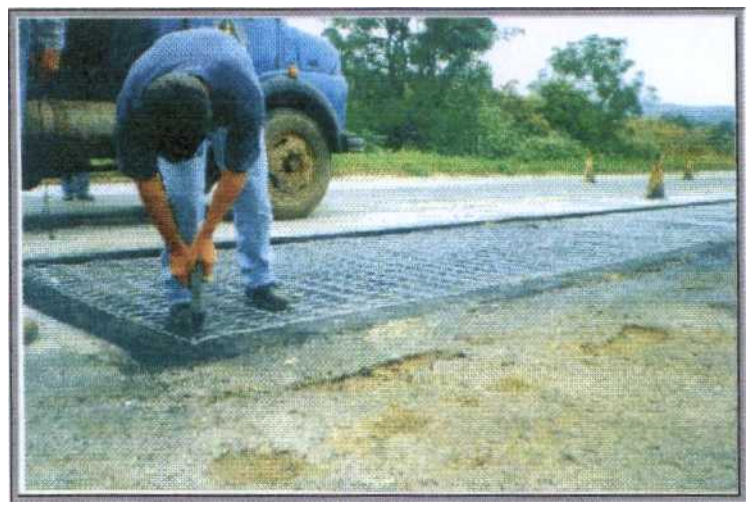


Figura 3.23- Fixação do reforço.



Figura 3.24- Equipamentos de fixação (pistola calibre 22 mm).

À etapa subseqüente tratou-se da imprimação da grelha através de caneta espargidora e, após a ruptura da emulsão, aplicou-se a camada de recapeamento asfáltico em CBUQ, a qual apresentou espessura final de 6 cm. Nas Figuras 3.25 à 3.28 estão ilustrados todos os passos do processo de execução do recapeamento.



Figura 3.25- Aplicação da imprimação sobre a grelha metálica.



Figura 3.26- Aplicação do recapeamento asfáltico (CBUQ).

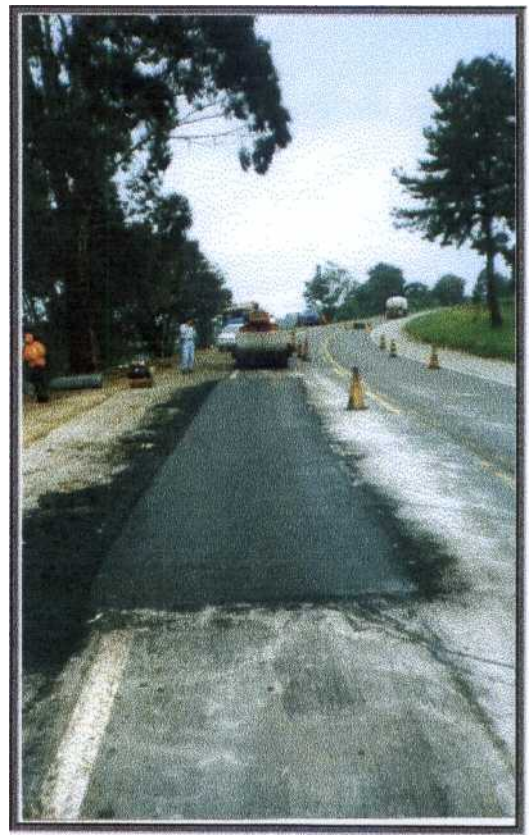


Figura 3.27- Compactação do revestimento.



Figura 3.28- Salgamento da superfície para posterior abertura ao tráfego.

Até hoje o trecho encontra-se em perfeito estado de conservação, sem o aparecimento de qualquer trinca que pudesse propagar-se desde a base cimentada.

IV- Experimentos - fase I

A distribuição de tensões na estrutura do pavimento resulta de uma complexa combinação de fatores ambientais, solicitações atuantes, geometria da estrutura, condições de vinculação e propriedades dos materiais componentes. Isso evidencia a dificuldade na representação exata do comportamento da estrutura sob condições reais de solicitação através de dispositivos simples de ensaios de laboratório.

Um programa de ensaios deve almejar a caracterização do comportamento ou diferente desempenho de um material e proporcionar as bases para o critério de projeto. A maneira mais correta de alcançar estes objetivos é através do desenvolvimento de equipamentos de ensaio e procedimentos que simulem aproximadamente as condições reais de campo.

Conforme referendado (capítulo II), no Brasil, o trincamento por fadiga é o mecanismo de deterioração preponderante nas rodovias de tráfego médio e pesado.

IV.1- Ensaios

A simulação do comportamento à fadiga dos concretos asfálticos pode ser feita em pistas experimentais (em verdadeira grandeza), ou em laboratório sobre corpos de prova, método mais usual e econômico, *Momm (2000)*.

Neste segundo método distinguem-se os ensaios de flexão, tração e cisalhamento. Através de ensaios de flexão, faz-se a representação das solicitações do tráfego nas camadas de concreto asfáltico do pavimento. Representam-se diretamente as tensões de tração com os ensaios de tração e, pela realização de ensaios de cisalhamento, verificam-se os esforços de cisalhamento dentro das camadas do pavimento (Figura 4.1).

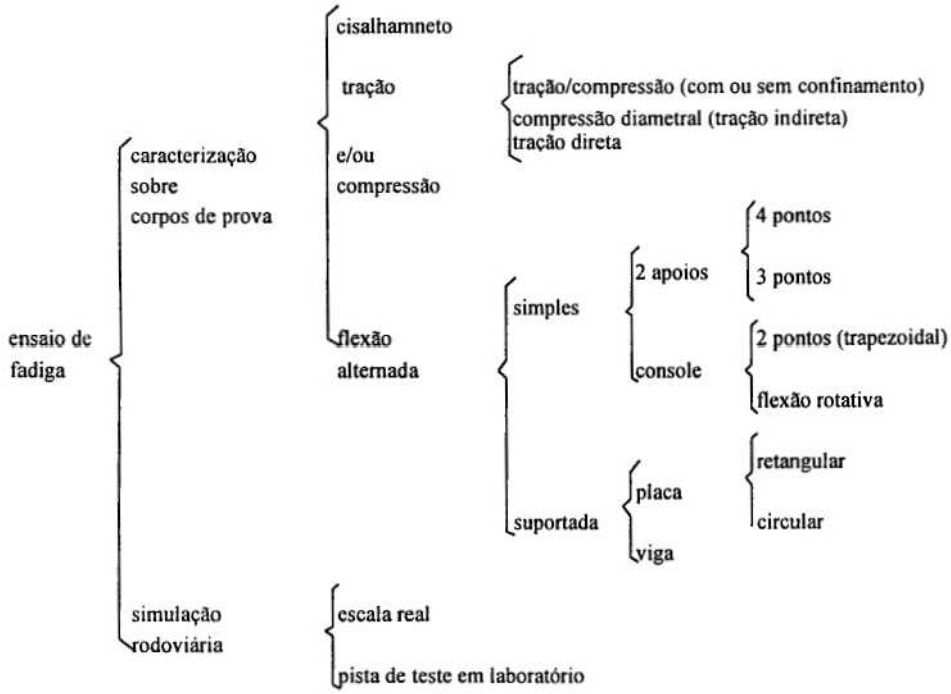


Figura 4.1 - Tipos de ensaio de fadiga dos concretos asfálticos, *De La Roche (1996)*.

Os ensaios de fadiga em corpos de prova de laboratório podem ser feitos de duas maneiras. Ensaio de fadiga à deformação controlada, situação em que a deformação é mantida constante durante o transcurso do ensaio, a tensão diminui, com uma queda importante nos instantes iniciais, estabilizando-se em uma queda suave ao longo da maior parte da duração do ensaio e uma queda de tensão forte nos instantes que antecedem a ruptura. Nesse tipo de ensaio, a tensão se adapta à deformação que é controlada ao longo do ensaio.

A segunda forma são ensaios de fadiga à tensão controlada realizados de modo que a tensão permaneça constante ao longo do tempo. A deformação aumenta fortemente no início do ensaio, estabilizando-se ao longo do seu transcurso, com um aumento lento e progressivo, e nos instantes que antecede à ruptura, um aumento vertiginoso da deformação até a ruptura.

Constata-se que ensaios a tensão controlada geram resultados mais pessimistas que à deformação controlada e com resultados menos dispersos. São ensaios mais agressivos, pois a

deformação aumenta durante todo o ensaio, *Riviere (1996).* Contudo sua utilização é mais usual principalmente devido à praticidade e aos custos reduzidos de realização destes ensaios.

Assim, este estudo exploratório realizado por *Rodrigues (1997)* objetivou a avaliação grosseira de alguns dos efeitos que podem ser trazidos pela grelha metálica de reforço *Road Mesh*° para a melhoria do desempenho de pavimentos asfálticos flexíveis, permitindo a análise de viabilidade de um estudo mais aprofundado. Para tanto, nessa primeira fase foram executados ensaios de fadiga em vigotas prismáticas submetidas a carregamentos de flexão, com e sem a presença da referida grelha.

IV 1.1- Moldagem dos corpos de prova

Foram moldadas doze vigotas, seis com a grelha metálica de reforço e seis sem reforço. A granulometria dos agregados adotada encontra-se na Tabela 4.1 e corresponde à faixa C, do DNER. 0 asfalto utilizado foi um CAP 20, com um teor igual a 7 % em relação ao peso total da mistura asfáltica. Esta combinação resultou, após compactação por prensagem estática, em um mistura bastante densa, com os seguintes valores médios para a densidade (γ):

- sem reforço:

$$\gamma = 2{,}38$$

- com reforço:

$$\gamma = 2{,}41$$

As vigotas prismáticas tinham 460 mm de comprimento, base de 76 mm de largura e altura de 77 mm. A grelha de reforço foi colocada a 20 mm da face inferior da viga. Apenas duas barras paralelas, separadas por uma distância de 14 mm e ao longo do comprimento da viga, foram inseridas, uma vez que a largura das vigas era de apenas 77 mm.

Tabela 4.1 - Granulometria dos agregados

Peneira	% que passa	faixa C - DNER	Peneira (mm)
¾"	100	100	19,10
½"	93	85 - 100	12,7
⅜"	88	75 - 100	9,52
nº 4	68	50 - 85	4,76
nº 10	53	30 - 75	2,00
nº 40	28	15 - 40	0,42
nº 100	14	8 - 20	0,15
nº 200	8	5 - 10	0,074

*IV 1.2- **Ensaios de "creep" em flexão***

Os ensaios estáticos foram realizados conforme a Figura 4.2, em que uma carga P foi aplicada em dois pontos no terço médio da viga e o deslocamento vertical no centro da viga foi medido de forma contínua por um transdutor mecano-eletromagnético do tipo LVDT (linear variable differential transformer), até que ocorresse a ruptura, indicada por uma trinca que se abre na fibra inferior da viga, numa seção situada na região de momento fletor máximo (terço médio da viga). As dimensões referidas nessa figura são:

f = 100 mm

l = 333 mm

t = 81 mm

b = largura da viga = 77 mm

largura dos apoios e das garras para aplicação das cargas = 25 mm

comprimento total da viga = 460mm.

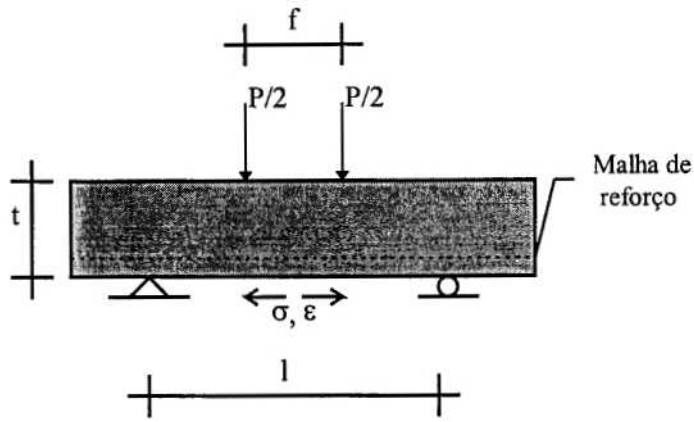


Figura 4.2 - Ensaio de "creep" em flexão na viga bi-apoiada.

Antes da realização do ensaio que levou cada uma das vigas à ruptura, foram efetuados ciclos de carga-descarga, para efeito de se calcular o módulo de elasticidade da viga. Para tanto, foi aplicada a fórmula:

$$E = \frac{Pa\left(3l^2 - 4a^2\right)}{96I\delta} \tag{4.1}$$

onde:

$a = ½\ (l-f)$

$I = bt^3/12$ = momento de inércia da viga

δ = deslocamento recuperável medido no centro da viga.

A tensão máxima de tração, causada apenas pela flexão, sob a viga neste ensaio é dada por:

$$\sigma = \frac{3aP}{2bt^2} \tag{4.2}$$

Os valores calculados para o módulo de elasticidade nos ensaios realizados são mostrados na Tabela 4.2, onde Δt é o tempo de aplicação da carga e ε é a deformação de tração elástica ou recuperável. Na identificação dos corpos de prova nessa tabela, o código C indica uma viga com reforço da malha metálica, enquanto que o código S indica uma viga sem reforço.

Tabela 4.2 - Módulo de elasticidade em ciclos de carga-descarga

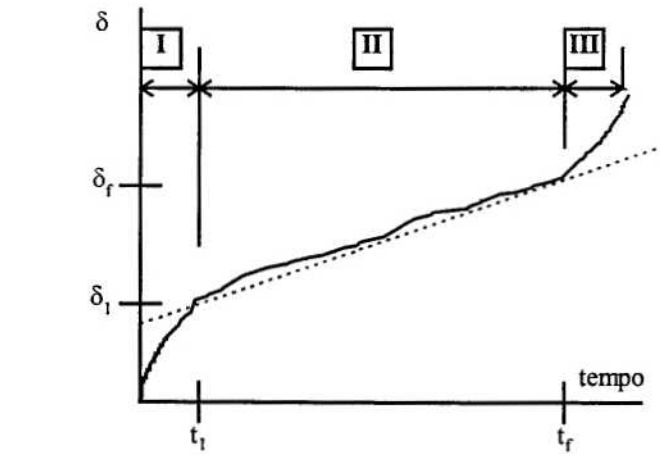
Viga	P (kgf)	σ (kgf/cm²)	Δt (s)	ε (10^{-4})	E (kgf/cm²)
			16,74	3,478	3387
S6	34,1	1,18	19,72	3,975	2963
			18,79	4,472	2634
S5	33,1	1,15	13,44	5,612	2043
			25,00	5,986	1915
			1,00	1,950	5153
S3	29,1	1,01	9,02	3,370	2982
			10,88	3,873	2595
			21,45	4,300	2338
			9,76	5,044	2366
S4	34,5	1,19	11,18	5,703	2093
			20,80	6,401	1864
			29,72	6,595	1810
C5	61,3	2,12	13,40	6,474	3275
			37,34	9,711	2183
C4	59,5	2,06	16,86	9,230	2229
			42,34	9,716	2117

A Figura 4.3 mostra o comportamento típico da deflexão no centro da viga em função do tempo, nos ensaios em que as vigas foram levadas à ruptura. Três fases distintas podem ser identificadas:

fase I- imediatamente após a aplicação da carga, quando a deflexão cresce

rapidamente, a uma velocidade progressivamente menor. Trata-se das deformações elásticas e visco-elásticas, geradas pela carga aplicada;

- fase II- fluxo viscoso em regime estacionário, identificada por uma velocidade de deformação aproximadamente constante (trecho retilíneo da curva);
- fase III- ruptura, correspondendo ao momento em que uma trinca se torna visível sob a viga na região mais tracionada. É identificada no gráfico pela aceleração das deformações.



Viga S4 (P = 78,5 lb)

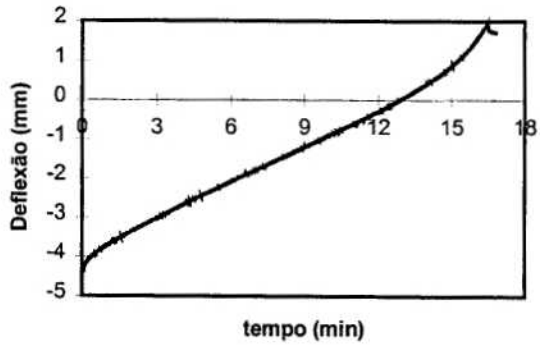


Figura 4.3- Exemplo de resultado do ensaio de "creep" em flexão.

O momento fletor atuante no terço médio da viga é responsável pelas deflexões, que progridem até o ponto em que a deformação de tração de ruptura (ε_R) do material é atingida

na região mais tracionada. Nesse momento, uma trinca se abre nessa região. Esta deformação de ruptura é uma propriedade fundamental do material e sua determinação precisa permite a previsão confiável da vida de fadiga, na medida em que a ruptura por fadiga (definida como aquela que ocorre sob níveis de tensão inferiores à resistência do material) decorre do somatório de deformações irreversíveis que são produzidas a cada ciclo de carga. Assim:

$$N_f = \frac{\varepsilon_R}{\varepsilon_{pi}} \tag{4.3}$$

onde ε_{pi} é a deformação de tração permanente induzida por um ciclo de tensão.

Nos ensaios realizados, a deformação de ruptura deve ser calculada pela fórmula:

$$\varepsilon_R = \frac{12h\delta_R}{3l^2 - 4a^2} \tag{4.4}$$

onde δ_R é a deflexão total medida no centro da viga no momento da abertura da trinca.

A Tabela 4.3 mostra os valores que foram extraídos a partir dos resultados dos ensaios, tomando-se por base a fronteira entre as fases II e III.

Tabela 4.3 - Deflexões totais na ruptura

Viga	δ_R (mm)
C6	5,59
C5	7,81
C4	6,64
S6	6,36
S5	6,25
S4	5,42

Apesar do pequeno número de vigas ensaiadas, pode-se observar uma tendência de uniformidade nos valores obtidos, podendo-se considerar os seguintes valores médios:

- viga sem reforço:

$$\delta_R = 6{,}01 \text{ mm} \Longrightarrow \quad \varepsilon_R = 2{,}02 \times 10^{-2}$$

- viga com reforço:

$$\delta_R = 6{,}68 \text{ mm} \Longrightarrow \quad \varepsilon_R = 2{,}25 \times 10^{-2}$$

onde se nota uma deformação de ruptura ligeiramente maior no caso da viga com reforço. Como a deformação de ruptura é uma propriedade fundamental do concreto asfáltico, pode-se considerar coerentes esses resultados e o parâmetro $\varepsilon_R = 2{,}1 \times 10^{-2}$ mistura asfáltica utilizada. Quaisquer diferenças entre as vidas de fadiga nos casos com e sem reforço devem ser atribuídas, portanto, a diferentes valores para ε_{pl}.

Nos ensaios em que a viga foi levada à ruptura, mediu-se o tempo total decorrido desde o instante da aplicação da carga até que se tornasse visível uma trinca na região mais tracionada (equivalente ao momento em que se notou uma aceleração pronunciada na geração de deslocamentos ao longo do tempo). Os resultados obtidos são mostrados na Tabela 4.4.

A fase II de um ensaio de "creep" é caracterizada pela velocidade com que ocorrem as deformações. Essa velocidade aumenta com a carga aplicada, como indicado pelos resultados (Tabela 4.5 e Figuras 4.4 e 4.5).

Tabela 4.4 - Ensaios de "creep" levados à ruptura (T≡24°C)

Caso	CP	P (kgf)	t_f (s)
	C4	60,8	1040
Com reforço	C5	87,4	740
	C6	146,6	340
	S4	35,6	520
Sem reforço	S6	63,8	157
	S5	90,2	61

Tabela 4.5 - Velocidade de deformação na fase II

Viga	P (kgf)	$d\delta/dt$ (cm/s)	σ (kgf/cm²)	$d\varepsilon/dt$ (Hz)
C6	146,64	$1{,}563 \times 10^{-3}$	5,07	$5{,}4575 \times 10^{-5}$
C5	87,40	$7{,}404 \times 10^{-4}$	3,02	$2{,}5853 \times 10^{-5}$
C4	60,84	$5{,}476 \times 10^{-4}$	2,10	$1{,}9121 \times 10^{-5}$
S6	63,56	$4{,}00 \times 10^{-3}$	2,20	$1{,}3967 \times 10^{-4}$
S4	35,64	$4{,}936 \times 10^{-4}$	1,23	$1{,}7235 \times 10^{-5}$
S5	90,80	$6{,}513 \times 10^{-3}$	3,14	$2{,}2741 \times 10^{-4}$

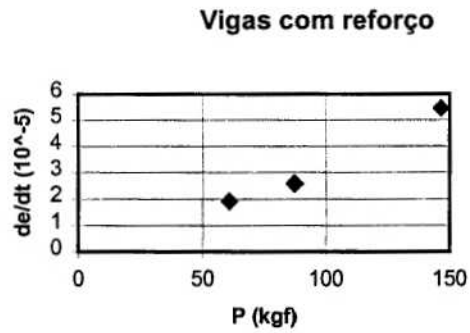


Figura 4.4 - Velocidade de deformação na fase II.

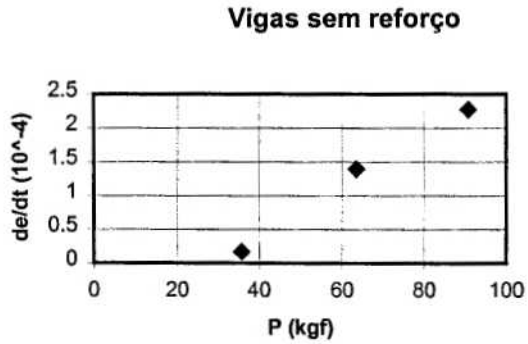


Figura 4.5 - Velocidade de deformação na fase II.

Rodrigues (1997) expressou estes resultados através do seguinte modelo, indicado pela Teoria dos Processos Cinéticos, *Mitchell (1976)*

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = A\,\mathrm{senh}(B\sigma) \qquad (4.5)$$

onde:

$$\mathrm{senh}\,x = \frac{e^{x} - e^{-x}}{2}$$

A, B = parâmetros que dependem do material e da temperatura.

Associando este modelo aos resultados experimentais, obtém-se:

- viga sem reforço:

  A = 2,4224 x 10^{-5} B = 0,9348 Erro = 33,3%

- viga com reforço:

  A = 3,1822 x 10^{-5} B = 0,2581 Erro = 3,7%

O parâmetro B está relacionado à distância percorrida por uma unidade de fluxo σ, sendo uma propriedade intrínseca da mistura asfáltica. Assim, não há razão para se adotar valores diferentes para esse parâmetro nas condições com e sem reforço. O parâmetro A é que deve ser afetado pela inclusão do reforço. Como o ajuste dos pontos experimentais no caso com reforço foi muito melhor que no caso sem reforço, será adotado para o parâmetro B o valor encontrado para o caso com reforço. Nesse caso, obtém-se, para o caso sem reforço:

A = 1,7957 x 10^{-4} B = 0,2581 Erro = 46,8%

O aumento do erro de 33,3% para 46,8% não deve ser considerado significativo, tendo em vista o reduzido número de pontos experimentais (apenas três). Assim, a relação entre as velocidades de deformação, que é igual ao inverso da relação entre as vidas de fadiga (considerando que a deformação de ruptura ε_R seja a mesma), é dada por:

$$\frac{N_{f(CR)}}{N_{f(SR)}} = \frac{\left(\frac{d\varepsilon}{dt}\right)_{SR}}{\left(\frac{d\varepsilon}{dt}\right)_{CR}} = 5{,}6 \qquad (4.6)$$

assim *Rodrigues (1997)* concluiu que a inclusão da malha de reforço eleva a vida de fadiga em 5,6 vezes, em média.

IV.1.3- Ensaios de fadiga sob cargas repetidas

Para estes ensaios, as vigas foram instaladas no mesmo suporte utilizado para os ensaios de "creep", o qual garantia uma condição de viga bi-apoiada. Além disso, foi acrescentada uma base de borracha, de 20 mm de espessura, na condição indeformada, (como indicado na Figura 4.6). A carga P foi aplicada no centro da viga por meio de um friso de aço com 25 mm de largura, conectado à célula de carga e ao pistão do sistema eletro-pneumático, responsável pela geração de pulsos de carga com duração de 0,5 segundo e freqüência de um pulso de carga por segundo.

A determinação dos deslocamentos verticais, momentos fletores, tensões e deformações no sistema estrutural da Figura 4.6 tiveram solução através da aplicação da teoria clássica de vigas, escrevendo o sistema de equações gerado por: equilíbrio de forças, equilíbrio de momentos, condições de contorno e igualdade entre o trabalho das forças externas aplicadas e a energia de deformação elástica armazenada. Um programa de computador teve que ser desenvolvido, uma vez que uma das equações resultantes não admitia isolamento da incógnita, tendo sido utilizada uma rotina de cálculo iterativo.

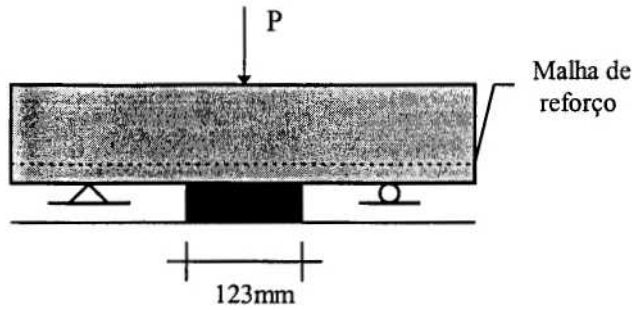


Figura 4.6 - Ensaio de fadiga sob cargas repetidas.

A Tabela 4.6 mostra os valores do módulo de resiliência calculados a partir das deflexões resilientes medidas. Nota-se uma tendência oíüdu do módulo decrescer com o aumento da deformação máxima de tração ($_g$) aplicada sob a viga, como indicado nas Figuras 4.7 c4.8.

Tabela 4.6 - Módulos de resiliência medidos

Vigas sem reforço		Vigas com reforço	
ε (10^{-4})	M_R (kgf/cm²)	ε (10^{-4})	M_R (kgf/cm²)
2,334	16870	11,85	8130
2,280	18360	2,954	19100
4,290	17550	4,172	13620
4,379	12750	6,110	16630
12,50	9360	1,317	15030
-	-	1,013	18370
-	-	14,69	9080



Figura 4.7 - Módulo de resiliência da viga sem reforço.



Figura 4.8 - Módulo de resiliência da viga com reforço.

Com relação às vidas de fadiga obtidas, dadas pelo número de ciclos de carga até que se tornasse visível uma trinca na zona crítica (mais tracionada) sob a viga, as Tabelas 4.7 e 4.8 mostram os resultados correspondentes.

Tabela 4.7 - Vida de fadiga das vigas sem reforço

Viga	ε (10^{-4})	M_R (kgf/cm²)	N_f
S2	4,290	17550	1,609 a 3,350 $\times$ 10^4
S3	12,50	12750	> 1,110 $\times$ 10^3

Tabela 4.8 - Vida de fadiga das vigas com reforço

Viga	ε (10^{-4})	M_R (kgf/cm²)	N_f
C2	14,17	15780	$4{,}50 \times 10^2$
C1	6,110	16630	$3{,}14 \times 10^4$
C3	14,69	9080	$9{,}74 \times 10^3$

IV.2- Conclusões

IV 2.1- Modelo Reológico

Rodrigues (1997) expressa o comportamento tensão-deformação elástico das vigas ensaiadas obtendo os cinco parâmetros que definem o seguinte modelo reológico geral:

$$E = \frac{E_{elast}}{\left(1 + a\varepsilon^b\right)\left(1 + c\Delta t^d\right)} \tag{4.7}$$

o qual expressa o fato de que, à medida que o tempo de aplicação de carga decresce, tendendo a zero, ou, à medida que o nível de deformações a que o corpo de prova é submetido diminui, o módulo E, que mede as deformações recuperáveis, tende ao módulo de elasticidade (E_{elast}). Neste modelo, deve-se ter:

$a > 0$ $\quad$ $b > 1$

$c > 0$ $\quad$ $d \geq 1$

a fim de que as condições de contorno sejam atendidas.

Conforme o ensaio de cargas repetidas realizado sob $\Delta t = 0{,}5$ s, obteve-se:

sem reforço:

$$a = 1{,}1626 \times 10^{-2}$$

$$b = 2{,}336$$

$$\frac{E_{elast}}{1 + c\left(0{,}5^{d}\right)} = 20600$$

com reforço:

$$a = 3{,}925 \times 10^{-3}$$

$$b = 2{,}442$$

$$\frac{E_{elast}}{1 + c\left(0{,}5^{d}\right)} = 22000$$

Determinando-se os parâmetros restantes (E_{elast}, c, d) de modo a se minimizar o erro do ajuste do modelo aos dados experimentais obtidos nos ensaios de "creep", obtêm-se os resultados mostrados na Tabela 4.9, onde se nota que não houve qualquer diferença significativa entre o módulo de elasticidade das vigas com e sem reforço. As diferenças significativas no que se refere aos parâmetros a e b entre os casos com e sem reforço apontam para uma tendência de menor deformabilidade elástica (maiores valores de E) para a viga com reforço à medida que o nível de deformações aumenta. Esse fato indica a existência de um mecanismo de atuação da malha metálica dentro da camada asfáltica, onde houve um trabalho conjunto dos dois materiais, a ponto de a aderência entre eles ter levado a que a malha metálica interpusesse resistência à deformação de tração induzida na camada asfáltica.

Tabela 4.9 - Parâmetros do modelo reológico

Viga	c	d	E_{elast} (kgf/cm²)	Erro (%)
S3	1,000	1,00	30900	35,0
S4	0,655	1,00	27340	27,0
S5	0,497	1,00	25710	19,6
S6	0,406	1,00	26460	5,1
C4	0,254	1,00	24790	26,4
C5	0,281	1,00	25090	19,0

Os ensaios de "creep" permitiram também a análise do comportamento das vigas com e sem reforço no que diz respeito ao módulo de rigidez, definido como o módulo calculado pela equação (4.1) quando se utilizam as deflexões geradas durante a fase I do ensaio. Nessa fase, ocorrem as deformações elásticas e visco-elásticas e os resultados obtidos puderam ser expressos através de modelos de regressão da forma:

$$S(t) = At^{B} \tag{4.8}$$

onde os parâmetros A e B são mostrados na Tabela 4.10. Em média, pode-se escrever:

$$\begin{aligned} S_{CR}(t) &= 4865t^{-0,502} \\ S_{SR}(t) &= 3682t^{-0,653} \\ F_R &= \frac{S_{CR}(t)}{S_{SR}(t)} = 1,321t^{0,151} \end{aligned} \tag{4.9}$$

F_R resultou ser variável com o tempo de carregamento t, última fórmula acima e que aparece na Figura 4.9. Verifica-se novamente que, para tempos curtos de carregamento (solicitações dinâmicas), a grelha metálica não levou a um reforço em termos de aumento do módulo de rigidez da viga. À medida, contudo, que os tempos de carga aumentam, ocorre um efeito de reforço progressivamente maior, resultado do maior

nível de deformações a que a viga foi submetida e do trabalho conjunto da grelha e do concreto asfáltico.

Tabela 4.10 - Módulo de rigidez das vigas

Viga	P (kgf)	t_1 (min)	δ_1 (mm)	A	B
C6	146,64	0,886	1,5430	6011	-0,4950
C5	87,40	5,860	4,3286	5057	-0,5446
C4	60,84	3,434	2,1216	3527	-0,4666
S6	63,56	0,420	1,8481	3181	-0,7163
S5	90,80	0,395	2,5439	2833	-0,6712
S4	35,64	4,030	1,7236	5031	-0,5724

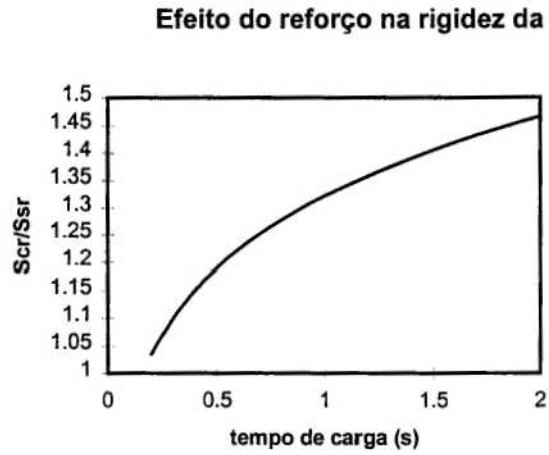


Figura 4.9 - Relação entre a rigidez com e sem reforço.

A Tabela 4.10 mostra também as coordenadas do ponto que marca a fronteira entre as (t_1, δ_1). Verifica-se que a inclusão da grelha metálica elevou em cerca de 12 vezes o tempo de duração da fase 1, ao passo que a deflexão total gerada durante a fase I aumentou em apenas 46 %, o que significa que a inclusão da grelha incrementou o comportamento elástico e visco-elástico da viga, em relação ao comportamento viscoso que caracteriza a fase H.

IV.2.2- Vida de fadiga

Na Tabela 4.7, foi atribuída uma faixa de valores para a vida de fadiga da viga S2, uma vez que houve dúvidas de interpretação acerca do momento em que a trinca se tornou visível. No caso da viga S3, indicou-se que a vida de fadiga pode ser um pouco maior que $N_f = 1{,}110 \times 10^3$ em vista de, antes da execução do ensaio sob a deformação de $\varepsilon = 12{,}50 \times 10^{-3}$, foi feito um ensaio sob um nível de deformação muito mais baixo e que pode ter produzido algum consumo à fadiga. Substituindo-se os valores da Tabela 4.7 na fórmula convencional para a expressão de resultados de ensaios de fadiga:

$$N_f = K\left(\frac{1}{\varepsilon}\right)^n \tag{4.10}$$

chega-se à conclusão de que o expoente n deve se encontrar na faixa entre 2,50 e 3,19. $N_f > 1{,}110 \times 10^3$ para a viga S3, pode-se atribuir a n ordem de 3,0. Esse fato indica a compatibilidade dos ensaios realizados com a lei de fadiga do *The Asphalt Institute (MS-1,* 1981), a qual é expressa por:

$$N_f = C \times 18{,}4\left(4{,}32 \times 10^{-3}\right)\left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{3{,}29}\left(\frac{1}{|E^*|}\right)^{0{,}854}$$

$$C = 10^M \tag{4.11}$$

$$M = 4{,}84\left(\frac{V_b}{V_v + V_b} - 0{,}69\right)$$

onde o fator de calibração igual a 18,4 foi incluído para que se atinja uma percentagem de área trincada mínima de 20 % na *AASHO Road Test'* e os demais parâmetros são:

V_b = volume de asfalto (%);

V_V = volume de *vazios* de ar (%);

$|E^*|$ módulo dinamico do CSUQ,em pª.

Esta lei de fadiga foi calibrada para os ensaios aqui realizados, afim de se poder dar uma que seja pouco afetada pelo pequeno número de ensaios que foram executados. A Tabela 4.11 mostra os valores obtidos para o fator de calibração, definido por:

$$F_C = \frac{N_f}{N_{f(TAI)}} \tag{4.12}$$

Tabela 4.11 - Calibração de fadiga do T.A.I para os ensaios executados

Viga	F_C
C2	0,48
C1	2,21
C3	7,33
Média no caso com reforço =	3,34
S2	0,571
S3	0,656
Média no caso sem reforço =	0,613

A dispersao observada nos valores de F_C para ocaso com reforço é elevada e poderia se diminuida apenas através da execução de um número maior de ensaios. Utilizando-se, contudo, esses valores, *Rodrigues* (1997) obteve o fator de efetividade da malha, dado por:

$$F_E = \frac{N_{f(CR)}}{N_{f(SR)}} = \frac{F_{C(CR)}}{F_{C(SR)}} = \frac{3,34}{0,613} = 5,4 \tag{4.13}$$

onde a relação entre as vida de fadiga se reduz á relação entre os fatores de calibraçao em

vista da constatação de que a inclusão da grelha pouco afetou o módulo de resiliência e, portanto, a deformação de tração sob pulsos de carga de curta duração. 0 valor obtido para F_E concorda com o resultante dos ensaios de "creep", o que reforça a consistência desta análise dos ensaios de cargas repetidas.

V- Experimentos - fase II

Na segunda fase da pesquisa, foram realizados ensaios de fadiga em placas de concreto asfáltico a fim de se inserir os efeitos bidimensionais da grelha, os quais não foram considerados nos ensaios realizados na primeira fase, possibilitando uma maior aproximação das condições reais de carregamento na avaliação de alguns dos efeitos que podem ser trazidos com a inserção da grelha metálica de reforço.

V.1- Moldagem dos corpos de prova

Onze placas asfálticas foram moldadas, sendo cinco com a grelha metálica de reforço e seis sem reforço. A granulometria dos agregados que foi adotada é mostrada na Tabela 5.1 e corresponde à faixa C do DNER. 0 asfalto utilizado era um CAP 20, com teor igual a 5,5% em relação ao peso total da mistura asfáltica.

Tabela 5.1- Granulometria dos agregados

Peneira	% passante	faixa C - DNER	Peneira (mm)
¾"	100	100	19,10
⅜"	79	75-100	9,52
nº 4	56	50-85	4,76
nº 10	36	30-75	2,00
nº 40	23	15-40	0,42
nº 100	15	8-20	0,15
nº 200	8	5-10	0,074

As placas de concreto asfáltico eram quadradas e de 45 cm de lado, com espessura de 7,5 cm. A grelha metálica de reforço estava posicionada a 2,5 cm da face inferior da placa.

A preparação dos materiais foi realizada conforme preconização da norma ASTM D1559-89 e DNER-ME 43-64 referente a Ensaio Marshall para misturas asfálticas, as quais recomendam algumas regras a serem seguidas:

secar os agregados até peso constante em estufa a 105° - 110° C e separá-los nas seguintes frações:

1- 19 a 9,5 mm

2- 9,5 a 4,8 mm

3- 4,8 a 2,0 mm

4- passando na peneira de 2,0 mm

- a temperatura que o ligante deve ser aquecido para ser misturado aos agregados é aquela na qual apresenta uma viscosidade Saybolt Furol de 85 +/- 10 segundos para o cimento asfáltico;
- a temperatura de compactação da mistura é aquela na qual o ligante apresenta viscosidade Saybolt Furol de 140 +/- 15 segundos para o cimento asfáltico.

Após realizar a secagem do material em estufa, e o ligante estar na temperatura requerida, procedeu-se à pesagem dos materiais e, por conseguinte, a misturação entre ligante e agregado no teor especificado anteriormente.

A homogeneização foi realizada com o auxílio de um misturador mecânico (Figura 5.1). Essa fase do processo foi realizada em quatro etapas devido à capacidade do misturador utilizado.



Figura 5.1 - Misturador mecânico.

Nas placas sem reforço, após a homogeneização, o material era espalhado na forma de moldagem (Figura 5.2), devidamente aquecida para manter a mistura à temperatura próxima a de aplicação no campo. Através de termômetros, fazia-se esse controle nas quatro etapas de misturação.



Figura 5.2 - Forma de moldagem das placas de concreto asfáltico.

No processo de moldagem das placas com reforço foram acrescidas algumas etapas devido à inserção da grelha metálica de reforço, evidenciando a necessidade de maiores cuidados.

Paralelamente à preparação dos materiais deve-se proceder à preparação da grelha metálica de reforço que deve receber uma pintura de ligação com o intuito de facilitar a aderência à mistura asfáltica. Para isso, aplicou-se a frio emulsão asfáltica catiônica de ruptura rápida RR-IC e, devido às pequenas dimensões da grelha , a aplicação foi feita manualmente com pincel.

Conforme visto anteriormente, o reforço metálico deve ser posicionado na região da placa onde ocorre o maior esforço de tração, portanto quanto mais próximo do fundo da placa o reforço for colocado, maior será sua eficácia. Estudos realizados com geotêxteis por *Luther*

et al. (1976) e *Montestruque (1996),* elucidam a influência da posição do geotêxtil sobre o desempenho.

A grelha metálica de reforço foi posicionada a 25 mm do fundo da placa devido ao diâmetro máximo dos agregados utilizados ser 19,1 mm, procurou-se posicionar o reforço de forma a maximizar seu desempenho (Figura 5.3).



Figura 5.3 - Posicionamento da grelha metálica de reforço.

A grelha metálica de reforço utilizada nesta fase da pesquisa é a *Road Mesh,* tipo A, com função de reforço estrutural. Suas especificações estão contidas no capítulo III.

Após a inserção do reforço, a seqüência do processo de moldagem foi idêntica para todas as placas. Isto é, espalhou-se o material homogeneizado até que a forma fosse preenchida.

A fase seguinte do processo trata-se da compactação das amostras, definida como o processo mecânico responsável pelo aumento da resistência e estabilidade de uma camada betuminosa através do aumento de seu peso específico, ou seja, redução do índice de vazios. Isso é ocasionado pela reacomodação das partículas que ocupam os espaços vazios.

De acordo com *Friess (1993)* existem diferentes processos de aplicação de cargas para a redução de volume de uma camada. De forma simplificada, pode-se dividir os esforços de compactação em quatro tipos:

- compressão (amassamento):- quando decorrente de forças verticais distribuídas pelas "linhas de contato";
- pressão:- quando decorrente de forças verticais aliadas à possibilidade de variação de pressão do elemento transmissor da carga, alterando a área de contato desse com a camada;
- impacto:- esforço definido pelo golpe aplicado diretamente no material, com pequena freqüência;
- vibração:- força vertical aplicada de forma intermitente, com maiores freqüências.

Os métodos de compactação comumente utilizados na fabricação de corpos de prova são: compactação estática, compactação por impacto, compactação por pisoteamento, compactação giratória, compactação por rolamento. Desses métodos citados, os três últimos são os mais representativos da compactação real no campo. A principal desvantagem da compactação por impacto é a alta energia transferida ao corpo de prova, podendo causar quebra das partículas do agregado, mudando suas propriedades estruturais, *Montestruque (1996)*-

A compactação das placas foi executada através de prensagem estática, visto que se dispunha da infra-estrutura necessária: estrutura de suporte, macaco hidráulico. Sobre a forma colocou-se uma chapa de aço, responsável pelo seu fechamento, mantendo a espessura das placas constante, pela distribuição uniforme do carregamento aplicado pelo macaco hidráulico, (Figura 5.4).



Figura 5.4 - Compactação estática com auxílio de macaco hidráulico.

O controle de compactação do CBUQ pode ser feito pela densidade ou pelo teor de vazios de ar. De acordo com *Weed (1994),* este último é preferível, visto que considera importantes fatores adicionais para o desempenho, tais como, permeabilidade, intrusão de produtos químicos, oxidação e potencial para a criação de uma condição perigosa pela extrusão de asfalto na superfície quando o teor de vazios é muito baixo. Assim, o controle foi realizado através do volume de vazios baseado na seguinte equação:

$$VV = 100 \times \left(1 - \frac{\gamma}{\gamma MT}\right) \qquad (5.1)$$

onde:

VV= volume de vazios (%)

y = massa específica da placa

yMT= densidade máxima teórica.

A densidade máxima teórica é aquela onde se considera a inexistência de vazios de ar. Obtém-se da equação 5.2:

$$\gamma MT = \frac{100}{\left(\frac{100 - Pac}{gagr}\right) + \frac{Pac}{gac}} \quad (5.2)$$

onde:

Pac = porcentagem em peso de asfalto

gac = massa específica de asfalto= 1,03 gf/cm³

gagr = massa específica dos agregados = 2,7 gf/cm³

Desta forma obteve-se o volume de vazios para as amostras, conforme pode ser visto na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 - Cálculo do volume de vazios de ar

Placa	Peso(g)	Volume(cm3)	Vv(%)
SR1	37200	15795	5,03
SR2	34400	15187,5	8,70
SR3	33700	15187,5	10,50
SR4	33800	15187,5	10,30
SR5	33900	15187,5	10,10
SR6	33800	15187,5	10,30
RM1	34200	15187,5	9,20
RM2	33800	15187,5	10,30
RM3	33800	15187,5	10,30
RM4	33900	15187,5	10,10
RM5	33840	15187,5	10,15

Após a determinação do volume de vazios das placas constatou-se que algumas placas estavam fora do intervalo inicialmente proposto para o volume de vazios (10%). Esse fato havia sido previsto uma vez que essas placas tiveram a função de aferir a quantidade de material a ser utilizada.

As placas com o volume de vazios fora de padrão (SR1, SR2, RM1), abaixo de 10%, foram ensaiadas mas os resultados obtidos foram desprezados, servindo apenas para aferir e

calibrar o processo. Então o número de placas nas quais se fez a análise do comportamento, a fadiga, reduziu-se a oito placas, sendo quatro com reforço e quatro sem reforço (Figura 5.5).

As placas asfálticas sem reforço (SR) apresentaram um volume de vazios médio de 10,3% e desvio padrão de 0,16; valor esse extremamente próximo às placas com reforço (RM), volume de vazios 10,2% e desvio padrão de 0,10; se consideradas todas as variantes que influenciam a compactação em laboratório.



Figura 5.5 - Armazenamento das placas asfálticas.

V 2- Ensaios

Foram realizados ensaios de "creep" em flexão nas oito placas de concreto asfáltico, as quais apresentam dimensões de 45 cm de largura e comprimento, e espessura de 7,5 cm. Essas placas apresentam índice de vazios de ar médio de 10%. Dentre estas placas, quatro apresentavam reforço metálico inserido a 2,5 cm da face inferior da placa e as outras quatro

não apresentavam reforço.

Os ensaios foram realizados em duas etapas. Inicialmente realizaram-se ciclos de carga-descarga nas placas e, posteriormente, estas placas foram carregadas estaticamente até a ruptura.

A configuração dos ensaios estáticos realizados, como indicado na Figura 5.6, consiste de uma placa de concreto asfáltico continuamente apoiada em todos os bordos, carregada por uma carga P, distribuída circularmente sobre uma base elástica, com função de suavizar a aquisição de dados nos picos de carga ocasionados pelos ciclos de carga-descarga.



Figura 5.6 - Ensaio de "creep" em flexão na placa continuamente apoiada nos bordos.

O monitoramento dos ensaios de "creep" com ciclos de carga-descarga e até a ruptura foi realizado através do controle de temperatura, visto que sua variação implica em grandes variações na lei de fadiga do concreto asfáltico. A temperatura foi registrada durante a execução dos ensaios periodicamente através de um termômetro colocado no interior de um corpo de prova Marshall (Figura 5.6). Mesmo com a longa duração dos ensaios e a ocorrência

de variação diária de temperatura no CTA (São José dos Campos - SP), entre os meses de setembro e novembro de 2000, em laboratório a variação de temperatura foi pouco significativa. Isso pode ser visto na Tabelas 5.3 e 5.4.

Tabela 5.3 - Temperatura média durante os ensaios de "creep"

Placa	T(°C) creep carga-descarga	T(°C) creep ruptura
SR3	26,0	24,3
SR4	24,4	24,1
SR5	24,5	24,8
SR6	24,9	25,2
RM2	23,0	23,8
RM3	23,0	23,6
RM4	24,1	24,2
RM5	23,6	23,8

Tabela 5.4 - Temperatura média durante os ensaios de "creep"até a ruptura

Placas	média (°C)	desvio
SR	[illegible]	[illegible]
RM	23,9	0,25

O registro dos deslocamentos verticais que ocorreram nas placas foi realizado de forma contínua por um LVDT. Trata-se de um transdutor mecano-eletromagnético que tem função de medir deslocamentos. Consta de uma bobina presa numa alça e o núcleo preso em outra alça, paralela, permitindo deslocar-se dentro da bobina. Esse deslocamento gera um sinal elétrico que após ser amplificado é registrado. O deslocamento relativo do núcleo deve ser calibrado com um micrômetro e feitas anotações do sinal elétrico produzido, *Medina (1997)*. O LVDT estava posicionado a 84 mm do centro da placa e seus registros foram armazenados em um programa de computador. Os equipamentos utilizados na instrumentação

dos ensaios são apresentados na Figura 5.7.

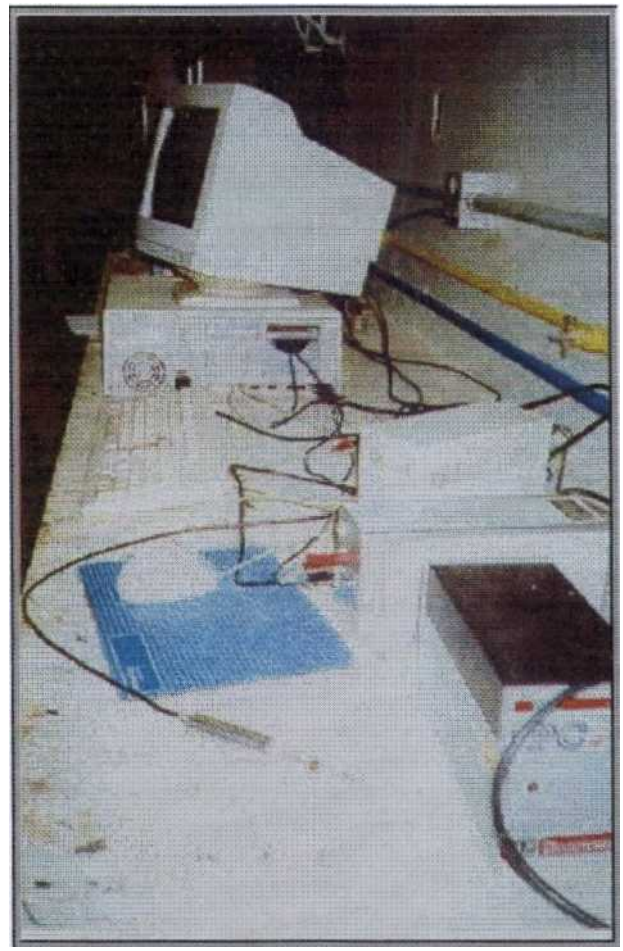


Figura 5.7 - Equipamentos utilizados no registro das deflexões.

Os ensaios de "creep" com ciclos de carga-descarga foram efetuados, primeiramente, de forma a se calcular o módulo de elasticidade. Para isso, as placas foram submetidas a solicitações constantes (11,38 kgf) durante três ciclos com duração de dez, vinte e quarenta segundos, com período de descarga de 30 segundos entre cada ciclo de carga. Os registros de deslocamentos verticais destes ensaios são mostrados no anexo II.

Após a execução desses ensaios foram realizados os ensaios estáticos até a ruptura. Nos ensaios a tensão controlada cada placa recebeu uma solicitação diferente, apresentadas na Tabela 5.5, atuando até a ruptura da placa (Figura 5.8), possibilitando a análise do

comportamento típico à deflexão em função do tempo, princípio semelhante ao ensaio de "creep" em flexão em vigotas prismáticas, descrito no capítulo anterior. 0 Anexo III mostra os gráficos correspondentes ao registro dos deslocamentos medidos com LVDT ao longo do tempo, em cada um dos ensaios realizados.

Tabela 5.5 - Carregamento aplicado no ensaio de "creep" até a ruptura

Placa	P (kgf)	p(kgf/cm^2)
SR3	41,76	0,520
SR4	53,77	0,670
SR5	68,76	0,857
SR6	34,79	0,433
RM2	106,80	1,331
RM3	86,75	1,081
RM4	69,28	0,863
RM5	59,12	0,736



Figura 5.8 - Ensaio estático de "creep" até a ruptura.

0 Anexo I contém o registro fotográfico da face inferior (trincada) das placas ensaiadas até a ruptura, mostrando a tendência de abertura das trincas nas placas com grelha

metálica e nas placas sem reforço.

V.3 – Observações

0 processo de moldagem das placas teve início com a execução de uma placa de teste, sem reforço, que serviria para padronização da seqüência de moldagem e ensaios. Percebeu-se com esta placa a necessidade de reduzir a quantidade de material utilizado, devido à dificuldade em compactá-la. Esse fato repetiu-se novamente, o que explica a perda de duas placas.

Com a definição da quantidade de material que seria utilizada nas placas, padronizou-se o processo de moldagem. Porém, na moldagem de uma placa percebeu-se que na compactação uma pequena quantidade de material asfáltico ficou colada na chapa de aço, (responsável pelo fechamento da forma e distribuição dos esforços de compactação). Como o material apresentava alta temperatura, rapidamente foi recolocado sem comprometer a placa.

Na moldagem da primeira placa com reforço aplicou-se a mesma quantidade de material utilizada nas placas sem reforço, resultando na redução de material para as placas seguintes, já que o volume de vazios de ar apresentou uma considerável redução. Devido a isso se perdeu mais esta placa, utilizada para aferir a magnitude das solicitações a serem aplicadas nas placas.

Esta placa de teste reforçada com grelha metálica foi muito importante para a seqüência do experimento. Na sua moldagem ocorreu novamente o problema do material se aderir à chapa de fechamento. A diferença de temperatura entre o mistura asfáltica, aproximadamente 150 oC, e a chapa, à temperatura ambiente, proporcionou o ocorrido. Como a quantidade de material aderida à chapa era significativa, a recolocação do material não apresentou eficácia, ou seja, quando o carregamento foi aplicado, a faixa que estava desagregada sofreu afundamentos excessivos, resultando no tombamento do carregamento.

Com a ocorrência desse acidente, evidenciava-se a necessidade de modificações no processo de moldagem. Então promoveu-se o aquecimento da chapa de aço, em um fogareiro, até uma temperatura próxima de 160 $^{\circ}$C. Com isso solucionou-se a questão da diferença de temperatura e a moldagem das placas com reforço transcorreu sem problemas.

Um fato que merece atenção é que todas as placas com reforço apresentavam uma aparência de desagregação na superfície, isto é, uma superfície rugosa que, em condições reais pode ser um agravante para o acúmulo e infiltração de águas pluviais. A ocorrência dessa desagregação é explicada pela impossibilidade de fixação da grelha na camada inferior. Assim, com a colocação do material a grelha se reposicionava, dificultando a acomodação dos agregados, aderência ao material asfáltico e a posição estabelecida de 2,5 cm do bordo inferior da placa. Com isso verifica-se que a fixação da grelha metálica na camada inferior é determinante na eficiência do reforço estrutural em pavimentos.

A simples observação visual das amostras após a realização do ensaio de "creep" até a ruptura evidencia que as placas com reforço metálico apresentam trincas mais fechadas no bordo inferior que as placas sem reforço, mesmo sendo submetidas a solicitações de maior magnitude, que pode ser visto no anexo I e na figura 5.9.



Figura 5.9 - Trincamento após os ensaios em placas sem reforço (da esquerda) e com reforço (da direita).

VI- Resultados - fase II

Os resultados da segunda fase dos ensaios de fadiga, realizados em oito placas de concreto asfáltico, sendo quatro reforçadas com grelha metálica e as restantes sem reforço, estão descritos a seguir.

VI. 1- "Creep "com ciclos de carga-descarga

O primeiro estudo sistemático da deformabilidade dos pavimentos deve-se *a Francis Hveem- O* órgão rodoviário da Califórnia havia iniciado em 1938 as medições de deflexões de pavimentos sujeitos ao tráfego. Dessa forma, entendia-se que o trincamento progressivo dos revestimentos asfálticos era ocasionado pela deformação resiliente (elástica) das camadas subjacentes do pavimento, em especial o subleito. Portanto, *Hveem* preferiu utilizar o termo resiliência ao invés de deformação elástica sob o argumento de que as deformações nos pavimentos apresentam maior magnitude que nos sólidos elásticos com que lida o engenheiro - concreto, aço, etc. Na realidade o termo resiliência significa energia armazenada num corpo deformado elasticamente, a qual é devolvida quando cessam as tensões geradoras das deformações; que corresponde à energia potencial de deformação, *Medina (1997).*

Sendo o caso de um corpo de prova de um material qualquer submetido a um ciclo de carga, como ilustrado na Figura 6.1, as seguintes deformações estarão sempre presentes variando apenas a sua proporção relativa, em função da natureza do material, de sua condição e do tempo de aplicação de carga:

ε_E = deformação elástica (recuperável instantaneamente);

ε_{PI} = deformação plástica instantânea;

ε_{VE} = deformação visco-elástica (recuperável ao longo do tempo);

ε_{VP} = deformação visco-plástica.

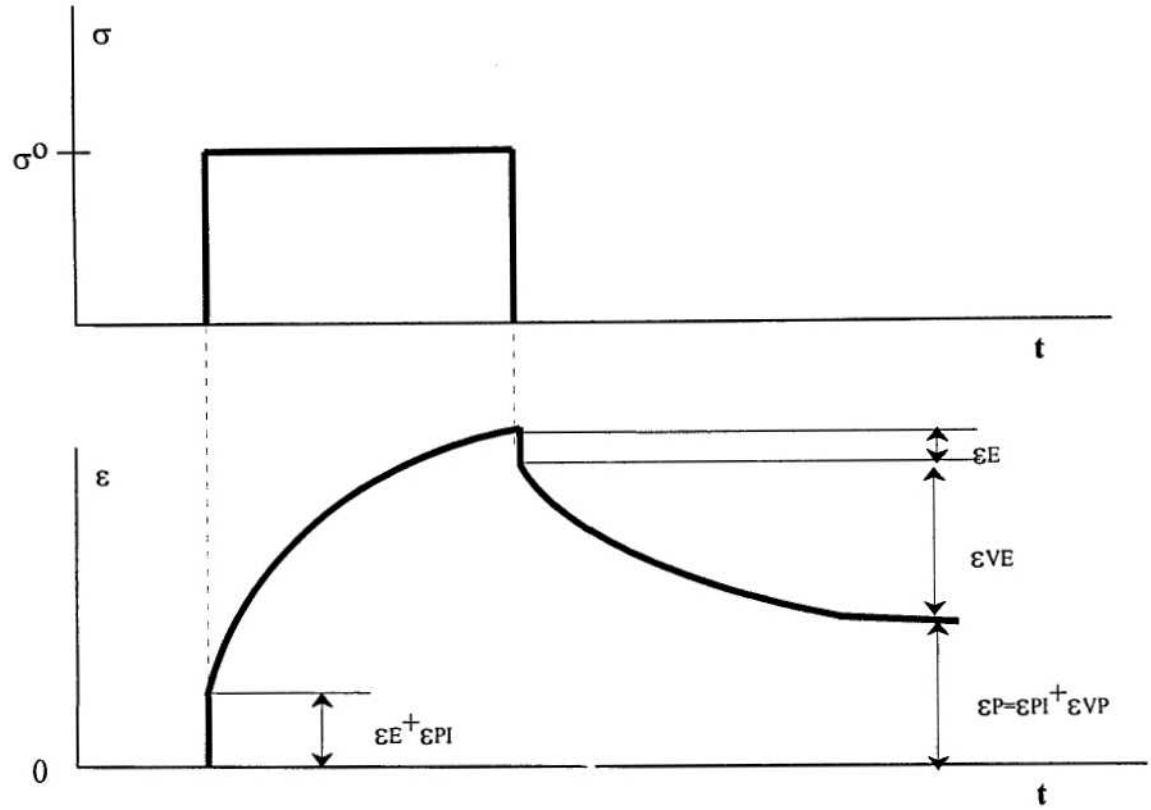


Figura 6.1- Comportamento geral sob cargas transientes, *Rodrigues (1998)*.

Executaram-se ensaios com ciclos de carga-descarga, onde foram aplicados ciclos de carga com duração de dez, vinte e quarenta segundos intervalados de trinta segundos de alívio, que possibilitaram a obtenção do módulo de elasticidade das placas.

As placas asfálticas eram quadradas com 45cm de lado e espessura de 7,5 centímetros, caracterizando-as como sendo placas espessas, juntamente com a condição de vinculação, continuamente apoiada em todos os bordos. Portanto, trata-se de um problema da teoria da elasticidade trabalhoso para ser resolvido analiticamente.

Utilizou-se um programa de computador para auxiliar na obtenção do módulo de elasticidade das placas, o MSC/NASTRAN.

Para a utilização dessa ferramenta de elementos finitos, baseada na teoria de placas de Reissner-Mindlin, fez-se a discretização da placa com elementos do tipo QUAD4, e à

obtenção do módulo de elasticidade, procedeu-se de forma que, atribuíam-se valores de módulo e suas deflexões correspondentes, no ponto de leitura do LVDT, eram analisadas. No momento em que as deflexões medidas e calculadas coincidissem obtinha-se o módulo de elasticidade da placa em questão. Em resumo, a obtenção do módulo de elasticidade das placas foi por tentativa e erro.

A tela representada na Figura 6.2 apresenta elementos retangulares discretizando a placa, assim como, o carregamento atuante e as condições de vinculação. Enquanto que a tela da Figura 6.3 simula a deformação longitudinal sofrida pelas fibras inferiores da placa na direção x.

As hipóteses admitidas na análise foram:

- comportamento elástico-linear;
- coeficiente de Poisson (v)= 0,3 (valor usual para revestimentos asfálticos);
- material homogêneo e isotrópico;
- mesmo coeficiente de Poisson para placas com e sem reforço.

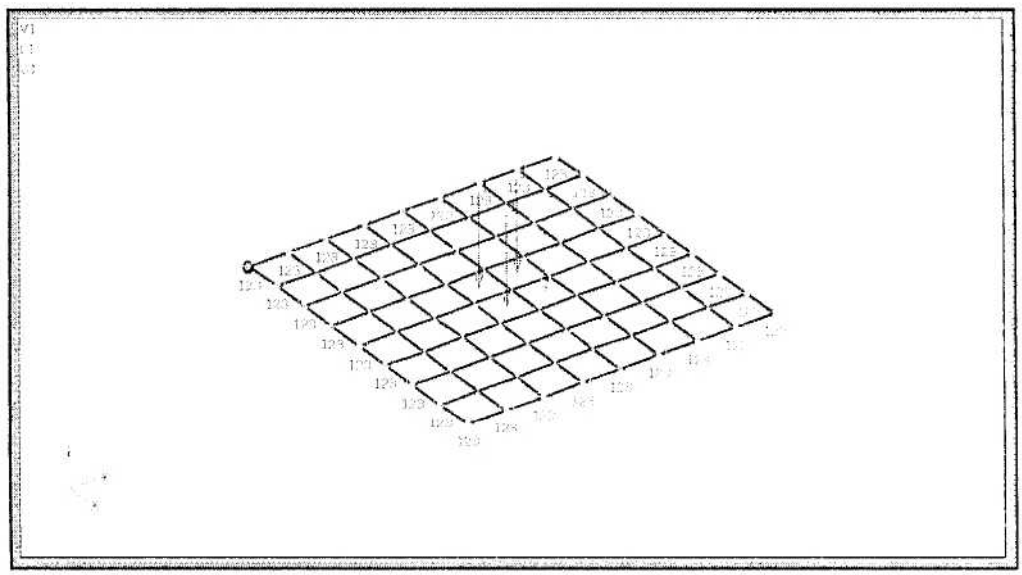


Figura 6.2- Representação da placa discretizada (MSC/NASTRAN).

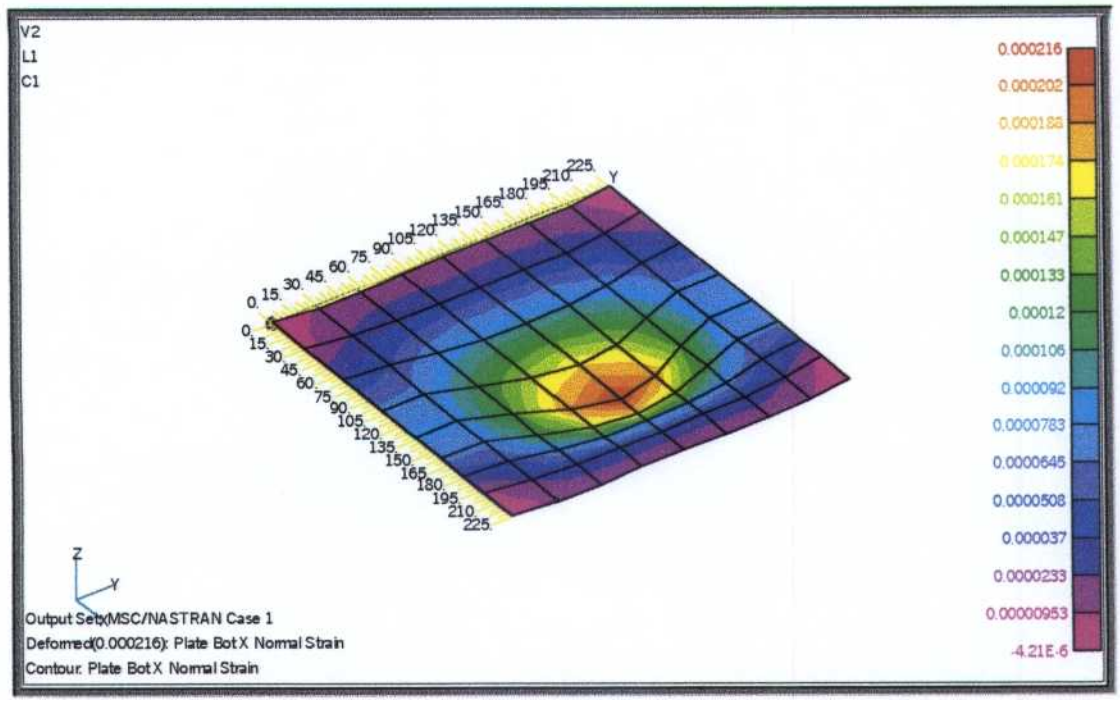


Figura 6.3- Simulação das deformações sofridas nas fibras inferiores da placa.

Os valores calculados para o módulo de elasticidade nos ensaios realizados são mostrados na Tabela 6.1, onde Δt é o tempo de aplicação da carga e δ_R é o deslocamento recuperável no local onde o LVDT estava posicionado (84 mm do centro da placa) e δ_P 0 deslocamento irrecuperável. O Anexo II mostra os gráficos correspondentes ao registro de deslocamentos medidos com o LVDT a 84 milímetros do centro da placa ao longo do tempo, em cada um dos ensaios realizados. Na identificação dos corpos de prova nessa tabela, o código SR indica placa asfáltica sem reforço, enquanto que o código RM indica placa asfáltica com reforço metálico.

Tabela 6.1- Resultados dos ensaios de "creep" sob carregamento de 11,38 kgf.

Creep (carga-descarga)										
Placa	Δt=10s			Δt=20s			Δt=40s			
	$\delta_T(10^{-2})$ mm	$\delta_R(10^{-2})$ mm	E (kgf/cm²)	$\delta_T(10^{-2})$ mm	$\delta_R(10^{-2})$ mm	E (kgf/cm²)	$\delta_T(10^{-2})$ mm	$\delta_R(10^{-2})$ mm	E (kgf/cm²)	
SR3	5,37	2,93	2681	5,37	2,93	2681	5,62	3,91	2011	26,0
SR4	2,44	2,44	3218	4,39	1,95	4022	5,37	2,44	3217	24,4
SR5	3,17	2,44	3218	2,69	3,1738	2475	2,44	3,42	2298	24,5
SR6	3,42	2,44	3218	3,41	2,93	2681	5,13	3,42	2298	24,9
RM2	1,71	3,18	2473	2,20	3,42	2298	2,93	4,15	1893	23,0
RM3	3,91	3,66	2146	3,91	4,15	1895	5,61	4,39	1788	23,0
RM4	4,64	2,69	2925	4,39	3,42	2298	5,86	3,66	2145	24,1
RM5	4,15	2,20	3575	3,91	2,69	2925	4,64	3,420	2298	23,6

Nas Figuras 6.4 à 6.11 mostra-se a relação observada entre o tempo total de aplicação de carga e o deslocamento vertical recuperável medido. A tendência é, como era de se esperar, a medida em que diminui o tempo de aplicação de carga, o deslocamerto tende a diminuir, na medida em que a parcela de deformação puramente elástica (recuperável instantaneamente após a remoção da carga) se torna cada vez mais predominante em relação à deformação viscoelástica. As regressões lineares que foram traçadas foram utilizadas para a obtenção de estimativas do que seria o deslocamento puramente elástico, através do intercepto das relações lineares obtidas. A Tabela 6.2 mostra os valores assim obtidos, juntamente com um parâmetro que será utilizado mais adiante, o "módulo de rigidez da placa", K, definido aqui como a relação entre a carga aplicada e o deslocamento puramente elástico δ_E.

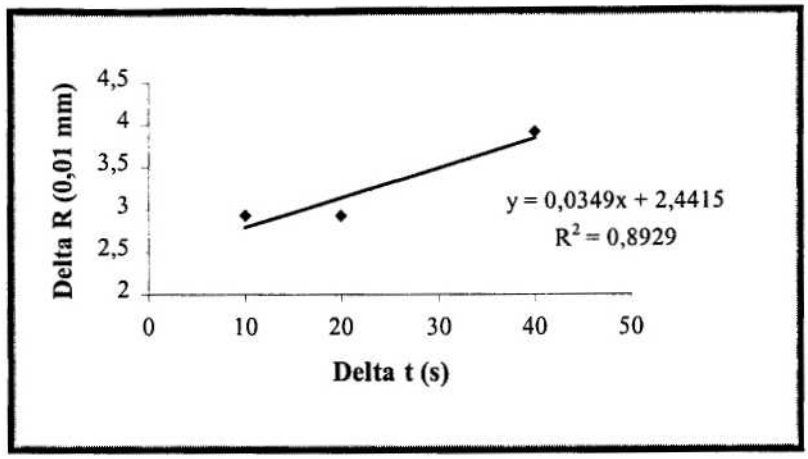


Figura 6.4- Análise do δ_R "versus" tempo de carga, para SR3.

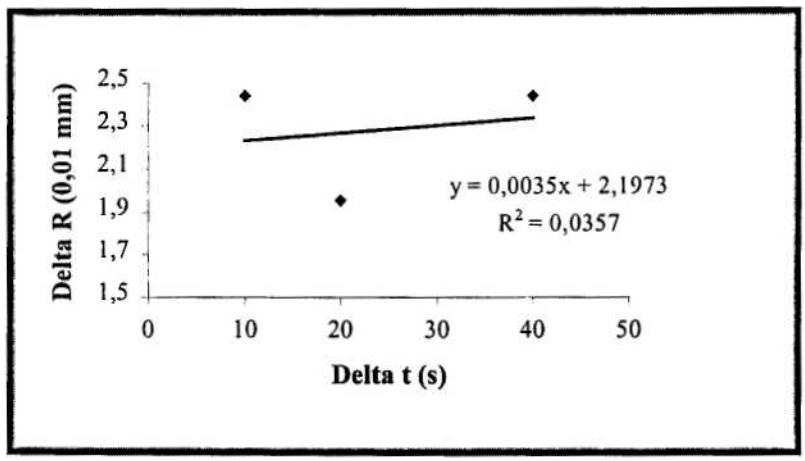


Figura 6.5- Análise do δ_R "versus" tempo de carga, para SR4.

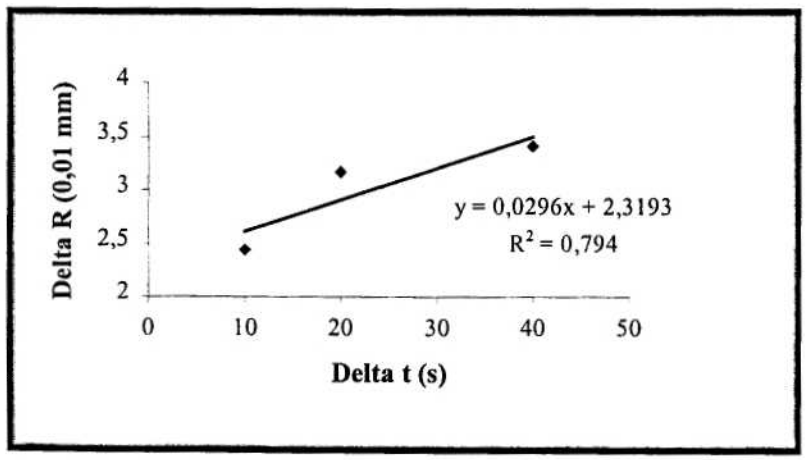


Figura 6.6- Análise do δ_R "versus" tempo de carga, para SR5.

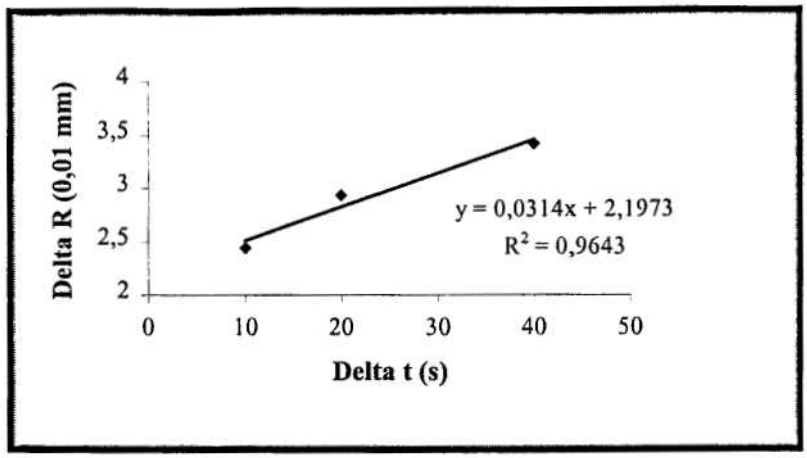


Figura 6.7- Análise do δ_R "versus" tempo de carga, para SR6.

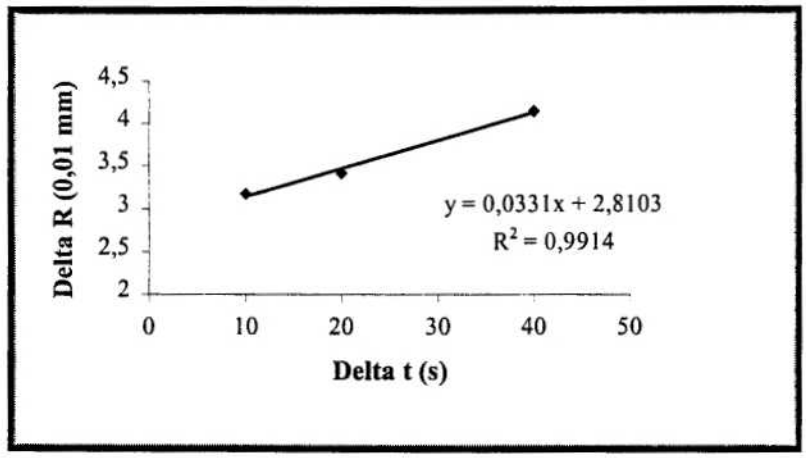


Figura 6.8- Análise do δ_R "versus" tempo de carga, para RM2.

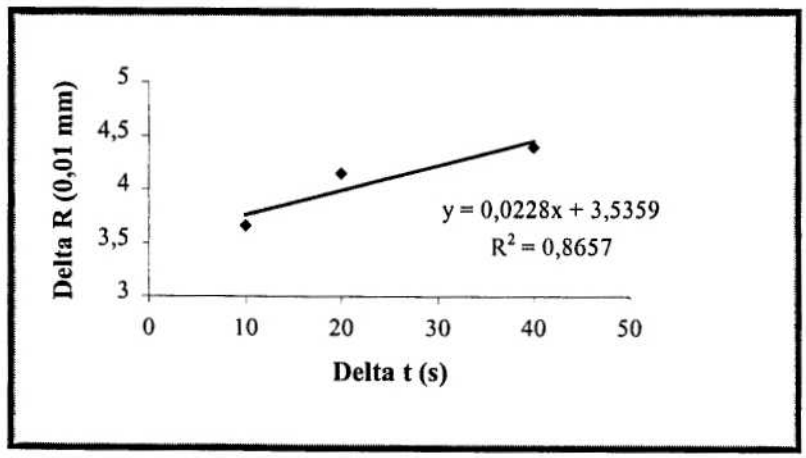


Figura 6.9- Análise do δ_R "versus" tempo de carga, para RM3.

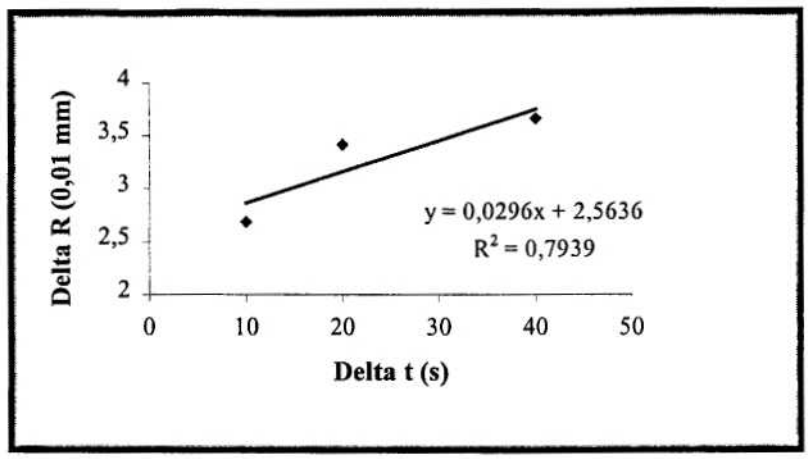


Figura 6.10- Análise do δ_R "versus" tempo de carga, para RM4.

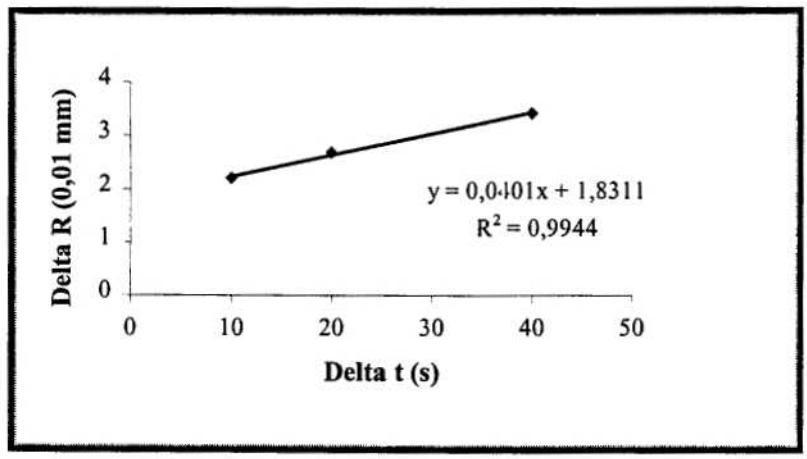


Figura 6.11- Análise do δ_R "versus" tempo de carga, para RM5.

Tabela 6.2- Deslocamento e rigidez elástica das placas

Placa	δ_E (10^{-2} mm)	K (kgf/mm)
SR3	2,4415	466,1
SR4	2,1973	517,9
SR5	2,3193	490,7
SR6	2,1973	517,9
RM2	2,8103	404,9
RM3	3,5359	321,8
RM4	2,5636	443,9
RM5	1,8311	621,5

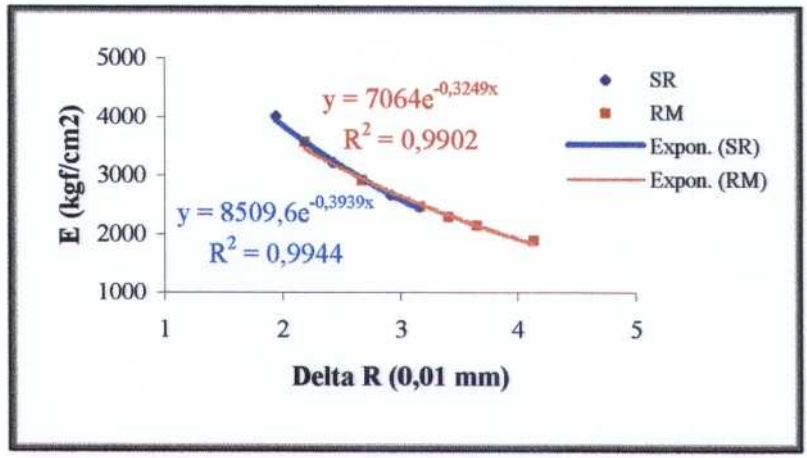


Figura 6.12- Análise do E "versus" deflexão resiliente.

A Figura 6.12, permite a caracterização do módulo de elasticidade em função da deflexão resiliente baseado no seguinte modelo de regressão:

$$E = a \times e^{b\delta_R} \tag{6.1}$$

onde o parâmetro a corresponde ao módulo de resiliência do material quando a deformação resiliente for infinitesimal e b é a declividade da curva de melhor ajuste.

Nota-se que a inserção do reforço praticamente não afetou a relação módulo-deslocamento recuperável. A Figura 6.13 evidencia que todos os vinte e quatro pontos se enquadram em uma relação única.

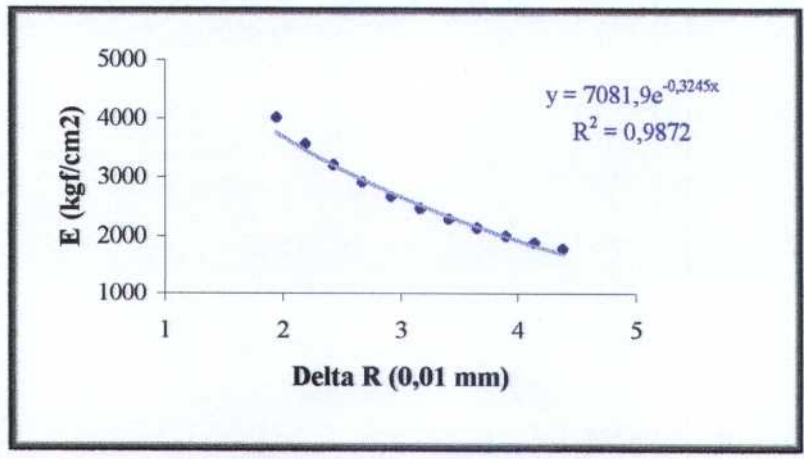


Figura 6.13- Relação única, E "versus" δ_R.

Através da definição de um coeficiente de restituição (relação entre as deformações resiliente e plástica sob um ciclo de carga), pode-se analisar o comportamento elástico das placas:

para $\Delta t = 10s$:

δ_R/δ_P sem reforço = 0,71 $\quad$ δ_R/δ_P com reforço = 0,93

para $\Delta t = 20s$:

δ_R/δ_P sem reforço = 0,65 $\quad$ δ_R/δ_P com reforço = 1,05

para $\Delta t = 40s$:

δ_R/δ_P sem reforço = 0,73 $\quad$ δ_R/δ_P com reforço = 0,85

É nítido que a inserção da grelha de reforço aumentou a elasticidade da placa, traduzida por um coeficiente de restituição maior.

A Tabela 6.3 mostra a deformação máxima de tração ε_t calculada através do MSC/NASTRAN.

Tabela 6.3- Deformação máxima de tração ε_t sob a placa, calculada pelo MSC/NASTRAN.

Placa	Δt=10s		Δt=20s		Δt=40s	
	$\varepsilon_{t\ Max}$ (10^{-5})	E (kgf/cm²)	$\varepsilon_{t\ Max}$ (10^{-5})	E (kgf/cm²)	$\varepsilon_{t\ Max}$ (10^{-5})	E (kgf/cm²)
SR3	7,6710	2681	7,6710	2681	10,0227	2011
SR4	6,3909	3218	5,1134	4022	6,3929	3217
SR5	6,3909	3218	8,3095	2475	8,9495	2298
SR6	6,3909	3218	7,6710	2681	8,9495	2298
RM2	8,3162	2473	8,9495	2298	10,8642	1893
RM3	9,5834	2146	10,8528	1895	11,5022	1788
RM4	7,0311	2925	8,9495	2298	9,5879	2145
RM5	5,7527	3575	7,0311	2925	8,9495	2298

As relações obtidas entre o módulo de elasticidade e a máxima deformação de tração nas placas, observadas na Figura 6.14, confirmam a tendência já apontada pela relação entre módulo de elasticidade e deflexão resiliente.

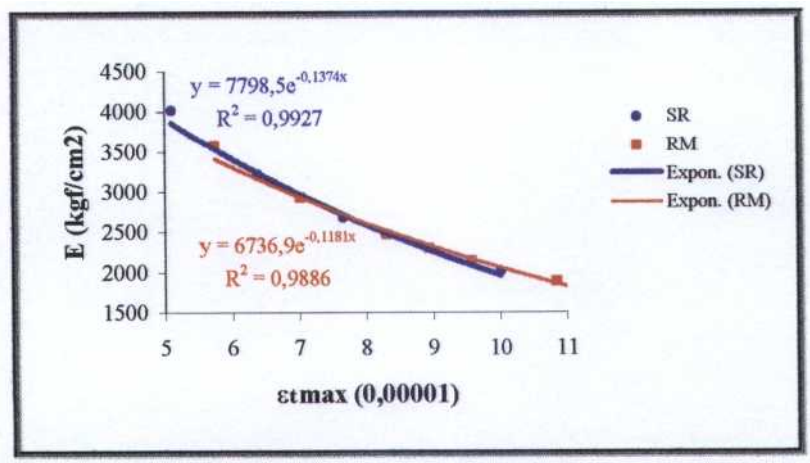


Figura 6.14- Análise do E "versus" deformação máxima de tração.

As equações obtidas apresentam o mesmo formato da equação 6.1, sendo que os coeficientes asR e aRM correspondem ao Módulo de Resiliência Total (em oposição ao MR instantâneo, que é próximo do Módulo Dinâmico do material).

0 comportamento não linear, observado na Figura 6.15, com o módulo de elasticidade decrescendo com o aumento das deformações elásticas, era esperado. As curvas podem se enquadrar em uma relação única, independentemente da presença do reforço, evidenciando que a inserção da grelha não alterou o fato de ser o concreto asfáltico que comanda as tensões e deformações geradas no interior da camada.

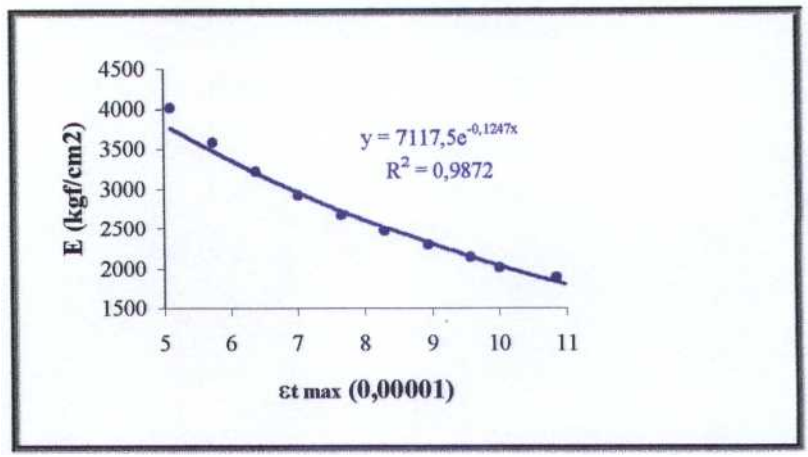


Figura 6.15- Relação única, E "versus" deformação máxima de tração.

Da ferramenta computacional utilizada observa-se que as deformações máximas de tração ocorrem no centro da face inferior das placas, o que isso pode ser visto em seu "output", Figura 6.16, onde sua distribuição é apresentada por intervalos de valores, representados por cores diferentes. Ainda, visualiza-se a discretização de apenas um quarto da placa, já que se tem dupla simetria.

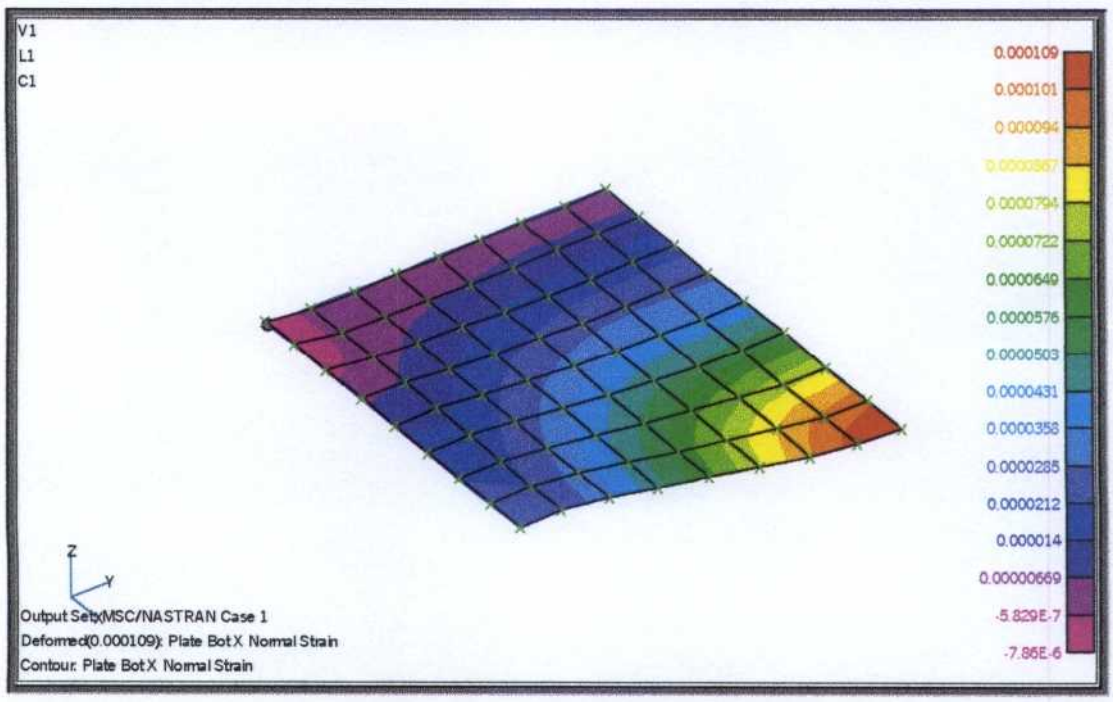


Figura 6.16- "Output" da deformação de tração que ocorre na face inferior da placa.

Ainda dos ensaios de "creep" com ciclos de carga-descarga, podemos obter um fator de recuperação elástica, FE, definido pela relação entre a deflexão recuperável, δ_R, δ_T, para cada seqüência de carregamento (Tabelas 6.4 e 6.5).

Tabela 6.4- Parâmetros obtidos para o cálculo do fator de recuperação elástica.

Placa	Δt=10s			Δt=20s			Δt=40s		
	$\delta_T(10^{-2})$ mm	$\delta_R 10^{-2})$ mm	FE	$\delta_T(10^{-2})$ mm	$\delta_R(10^{-2})$ mm	FE	$\delta_T(10^{-2})$ mm	$\delta_R(10^{-2})$ mm	FE
SR3	8,30	2,93	0,35	8,30	2,93	0,35	9,52	3,91	0,41
SR4	4,88	2,44	0,50	6,35	1,95	0,31	7,81	2,44	0,31
SR5	5,62	2,44	0,43	5,86	3,17	0,54	5,86	3,42	0,58
SR6	5,86	2,44	0,42	6,35	2,93	0,46	8,54	3,42	0,40
RM2	4,89	3,18	0,65	5,62	3,42	0,61	7,08	4,15	0,59
RM3	7,57	3,66	0,48	8,06	4,15	0,52	10,00	4,39	0,44
RM4	7,32	2,69	0,37	7,81	3,42	0,44	9,52	3,66	0,39
RM5	6,35	2,20	0,35	6,59	2,69	0,41	8,06	3,42	0,42

Tabela 6.5- Variação do fator de recuperação elástica em função do tempo de carregamento.

Placas	FE (Δt=10s)	FE (Δt=20s)	FE (Δt=40s)	FE (médio)
SR	0,43	0,42	0,43	0,42
RM	0,46	0,49	0,46	0,47

Do cálculo do FE, verifica-se um acréscimo de 11 % na recuperação elástica para as placas reforçadas, e que o tempo de carregamento não influencia este parâmetro.

VI.2- Ensaio estático de "Creep" até a ruptura

Nos ensaios de "creep" onde as placas asfálticas foram submetidas a uma carga até a ruptura, as deflexões em função do tempo apresentaram a mesma característica dos ensaios realizados nas vigas prismáticas, isto é, puderam ser observadas três fases (capítulo IV).

As deflexões na placa progridem até o ponto em que a deformação de tração de ruptura (ε_R) do material é atingida na região mais tracionada. Nesse momento, uma trinca se

abre nessa região. Essa deformação de ruptura é uma propriedade fundamental do material e sua determinação precisa permite a previsão confiável da vida de fadiga, na medida em que a ruptura por fadiga (definida como aquela que ocorre sob níveis de tensão inferiores à resistência do material) decorre do somatório de deformações irreversíveis que são produzidas a cada ciclo de carga.

P

p é a pressão distribuída na área de contato, α eβ são respectivamente

δ

considerado como sendo o momento de ruptura da placa, t_o é o instante que marca o início da fase II, t_f é o instante correspondente a ruptura e Δt_f é a duração da fase II do ensaio. As placas sem reforço estão representadas pela nomenclatura "SR", e "RM" designa as placas com grelha metálica de reforço.

Tabela 6.6- Resultados dos ensaios de "creep" até a ruptura

Placa	P(kgf)	p(kgf/cm2)	T (°C)	α (10^{-3} mm/s)	β (10^{-3} mm/s)	δ (mm)	to(s)	tf(s)	Δtf (s)
SR3	41,76	0,52	24,3	2,1304	3,8097	7,47	812,50	15389,79	14577,29
SR4	53,77	0,67	24,1	3,6465	4,3890	6,89	547,83	12204,96	11657,13
SR5	68,76	0,86	24,8	4,6206	12,1300	6,80	413,04	4578,40	4165,36
SR6	34,79	0,43	25,2	1,8967	3,2040	5,86	827,59	14052,57	13224,98
RM2	106,82	1,33	23,8	7,6847	4,7369	9,00	525,10	11172,38	10647,28
RM3	86,75	1,08	23,6	6,7745	5,6684	7,20	500,00	7642,89	7142,89
RM4	69,28	0,86	24,2	5,2883	2,1447	8,49	673,57	25701,73	25028,16
RM5	59,12	0,74	23,8	2,5421	0,24923	4,82	721,65	92433,96	91712,31

As Figuras 6.17 e 6.18 apresentam a relação entre o carregamento e a duração dos ensaios para as condições com e sem reforço.

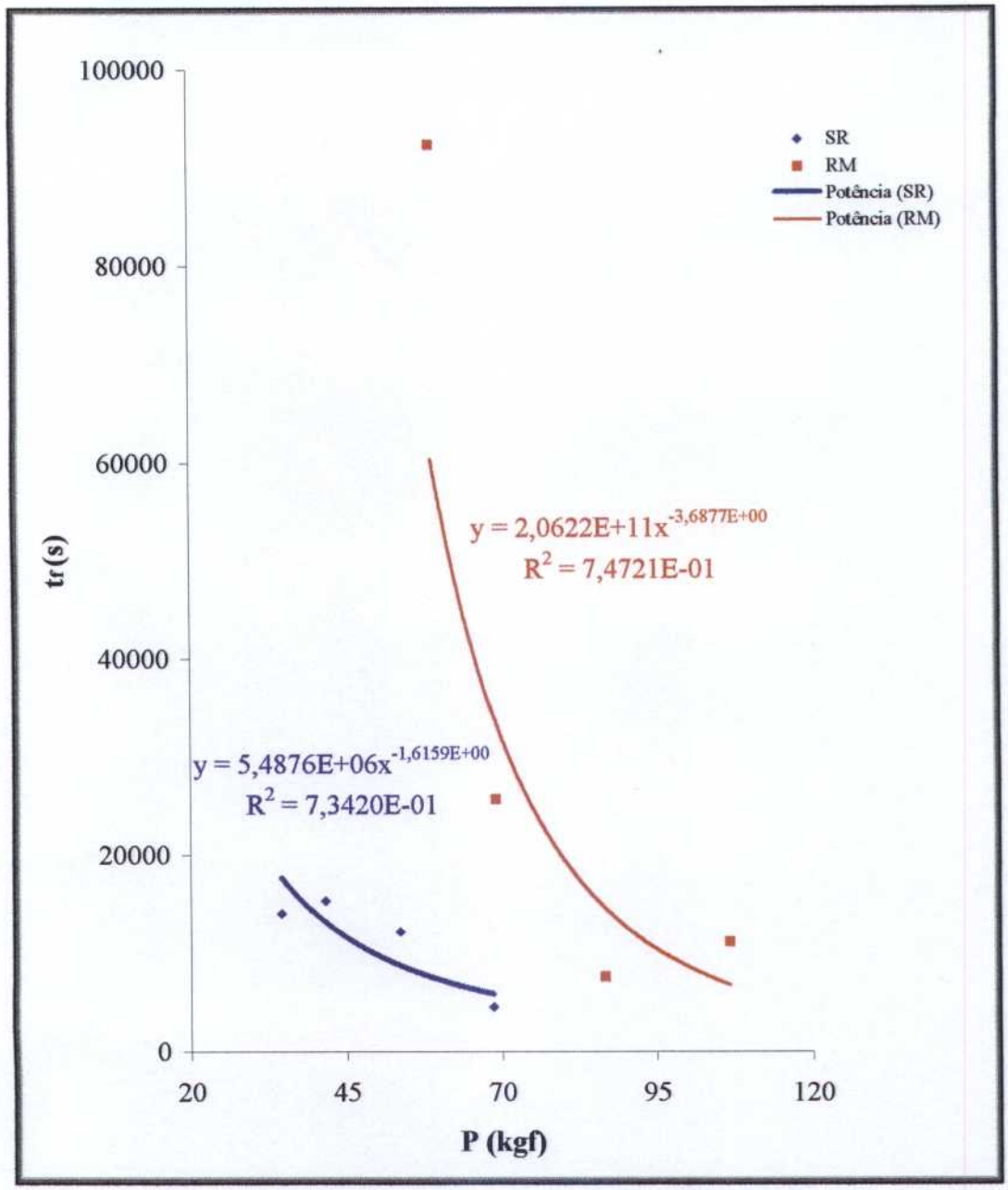


Figura 6.17- Relação entre carregamento e duração dos ensaios.

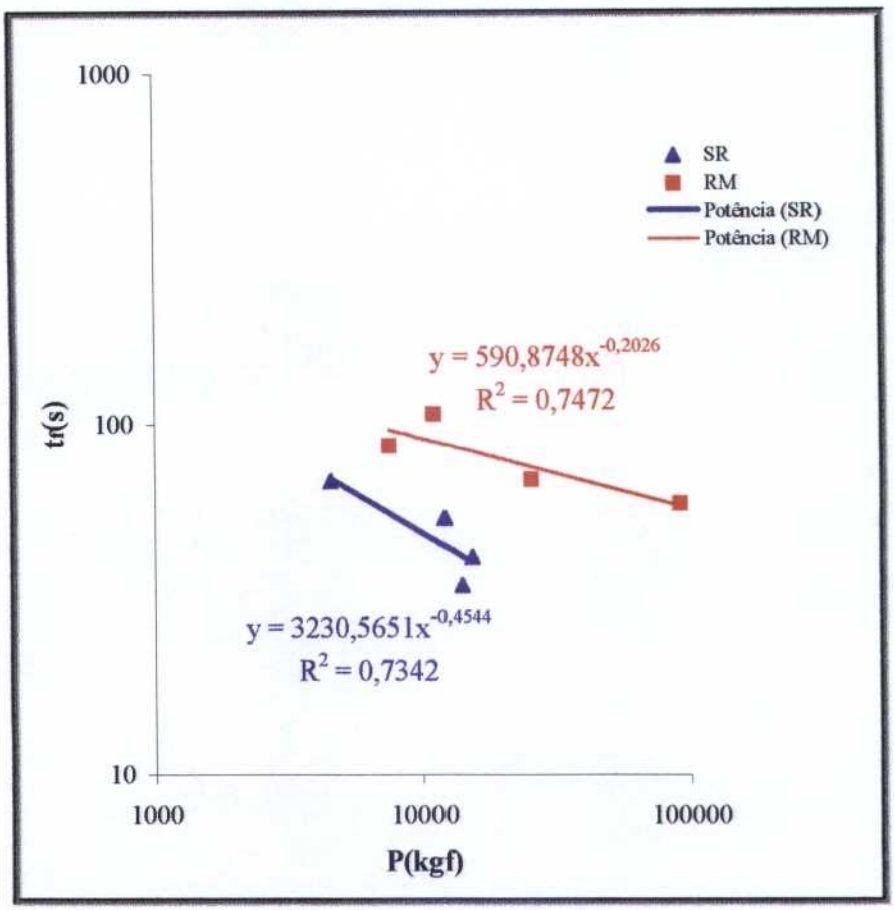


Figura 6.18- Relação entre carregamento e duração dos ensaios, (escala log-log).

Da Figura 6.18 conclui-se que a inserção do reforço faz com que o tempo total até a ruptura seja menos dependente do nível de carga aplicado. Isto implica em uma proteção adicional ao revestimento asfáltico em pavimentos flexíveis com relação aos efeitos destrutivos do excesso de carga nas rodovias.

Uma estimativa direta do aumento da vida de fadiga pela inclusão da grelha de reforço é dada por:

$$F_{EF} = \frac{t_f(RM)}{t_f(SR)} = \frac{2{,}0622 \times 10^{11} P^{-3{,}6877}}{5{,}4876 \times 10^{6} P^{-1{,}6159}} = 3{,}7579 \times 10^{4} P^{-2{,}0718} \qquad (6.2)$$

que representa um fator de efetividade, o qual dependerá do nível da carga aplicada. Conforme as equações obtidas em laboratório (Figura 6.18) para as placas com e sem reforço

metálico, para um nível de solicitações aplicado de 60 kgf, o fator de efetividade da grelha metálica de reforço é de 7,78 vezes, valor este que tende a diminuir a medida em que a carga aplicada é aumentada.

0 fator de efetividade definido pelas curvas obtidas em laboratório sem extrapolações tem validade para um intervalo de carregamentos que varia de 59,1 kgf a 68,7 kgf, sendo que o reforço metálico apresenta efetividade variável entre 8,03 e 5,87 respectivamente. 0 F_{EF} pode ser caracterizado dentro do intervalo estipulado pela equação mostrada na Figura 6.19.

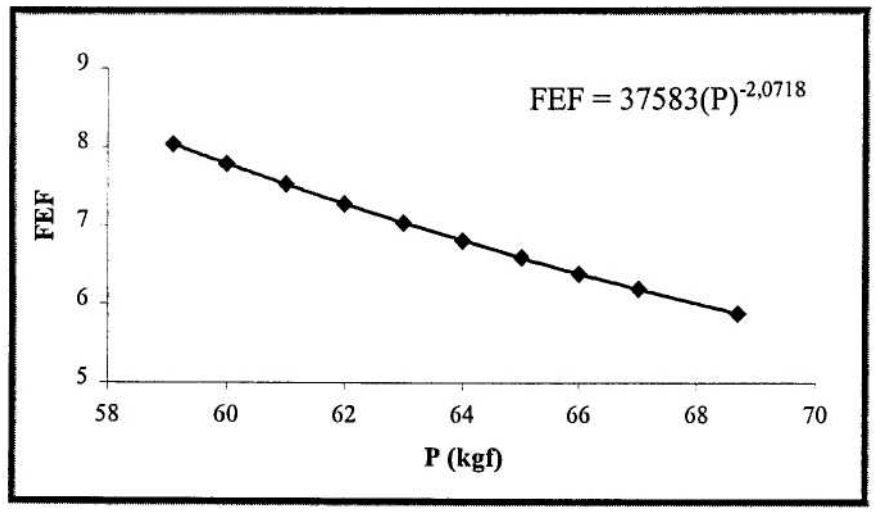


Figura 6.19- Fator de efetividade do reforço metálico.

0 fator de recuperação elástica, FE, definido pela relação entre as deflexões resiliente e total, obtidas nos ensaios de "creep" com ciclos de carga-descarga, foi utilizado nos ensaios de "creep" até a ruptura, de maneira que pudesse ser obtida a deformação resiliente correspondente, através da equação 6.3:

$$\delta_{Ri} = FE \times \delta_{Ti} \qquad (6.3)$$

onde $\hat{O}_T$, é a deflexão acumulada ao final da fase I do ensaio, ou seja, é a deflexão correspondente ao final do período onde ocorre o armazenamento das deformações

recuperáveis. Para as placas sem reforço, FE será adotado como sendo 0,42 e para as placas com reforço, FE=0,47 (Tabela 6.5). Este cálculo será feito por não ter sido efetuado o descarregamento nos ensaios de "creep" levados até a ruptura, em vista do fato de, para as cargas mais elevadas, a sua aplicação teve que ser feita de forma incremental e manualmente, sem o auxílio de quaisquer dispositivos.

Após a obtenção de 6_R, pode-se determinar a energia armazenada em cada corpo de prova, da seguinte maneira:

$$W_{Ri} = \frac{1}{2} \times P_i \times \delta_{R_i}$$

onde *Pi* é o carregamento aplicado estaticamente em cada placa asfáltica (kgf).

0 tempo total de carregamento até a ruptura, relacionado com o processo de deterioração do corpo de prova, pode ser correlacionado com a energia por (Figura 6.20)

$$\Delta t_f = A \times W_R^{\ B} \qquad (6.5)$$

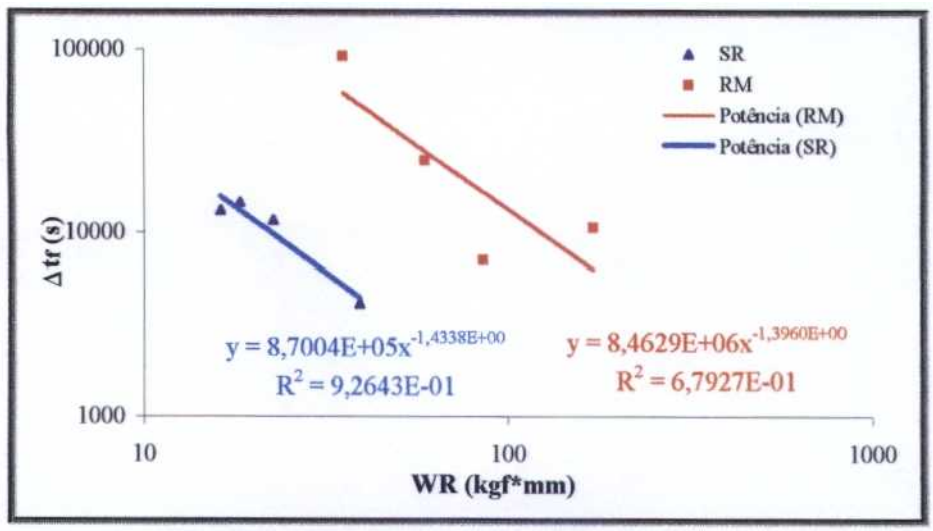


Figura 6.20- Relação entre o tempo total de ruptura com o processo de deterioração (escala log-log).

Considerando que as duas retas da Figura 6.20 são aproximadamente paralelas

estimou-se o fator de efetividade baseado no processo de deterioração (FEFw):

$$F_{EFW} = \frac{\left(A \times W_R^b\right)_{RM}}{\left(A \times W_R^b\right)_{SR}} \approx \frac{A_{RM}}{A_{SR}} \cong 10 \qquad (6.6)$$

Em média, este fator é quase duas vezes maior que o encontrado nos ensaios com as vigas, o que deve ser devido a:

- as barras serem rugosas nas grelhas utilizadas nos ensaios com as placas,
- haveria um efeito de reforço bidimensional, não avaliado através das vigas.

Percebe-se claramente a tendência de que quanto menor for a energia armazenada pela placa, maior será a sua durabilidade, isto é, levará mais tempo para romper. Assim, pelas equações obtidas para as placas com e sem reforço dentro do intervalo de energia que as abrange, o acréscimo de tempo de ruptura nas placas com reforço metálico gira em torno de 11 vezes. Este valor varia conforme o nível de carregamento aplicado nas placas. Essa análise vem de encontro aos resultados encontrados através do FEF, fator de efetividade.

A fase II de um ensaio de "creep" é caracterizada pela velocidade com que ocorrem as deformações. Essa velocidade aumenta com a carga aplicada, como indicado pelos resultados da Tabela 6.4 e Figura 6.21.

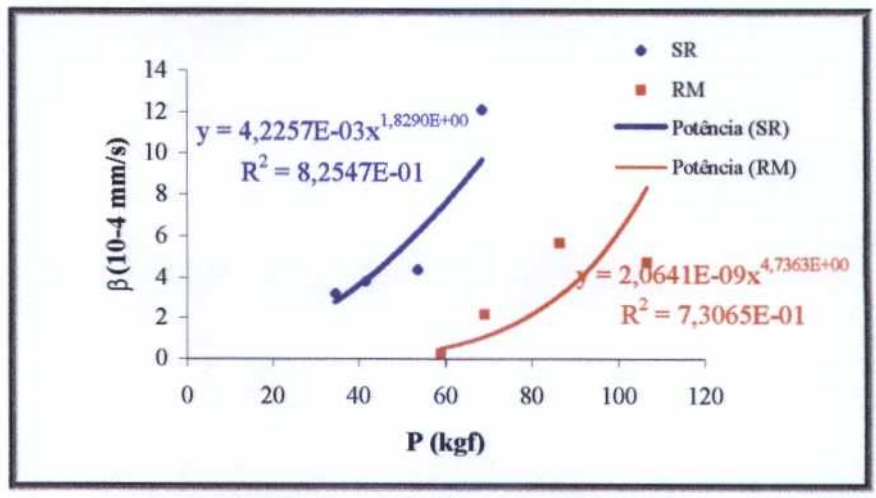


Figura 6.21- Velocidade de deformação na fase II.

A Figura 6.21 enfatiza que a velocidade de deterioração aumenta com o nível de solicitações aplicado para ambas as placas. Ainda percebe-se que, mesmo sendo mais solicitadas, as placas com reforço apresentam menor velocidade de propagação que as placas sem reforço na fase II. Isso comprova que a grelha metálica absorve uma parcela das tensões gerada pela aplicação das cargas do tráfego.

Uma análise adicional foi feita através dos seguintes passos:

1. obtenção da relação entre o deslocamento recuperável e a deformação maxima de tração (Figura 6.22) para o ensaio executado, a partir dos dados resultantes dos ensaios com carga-descarga;

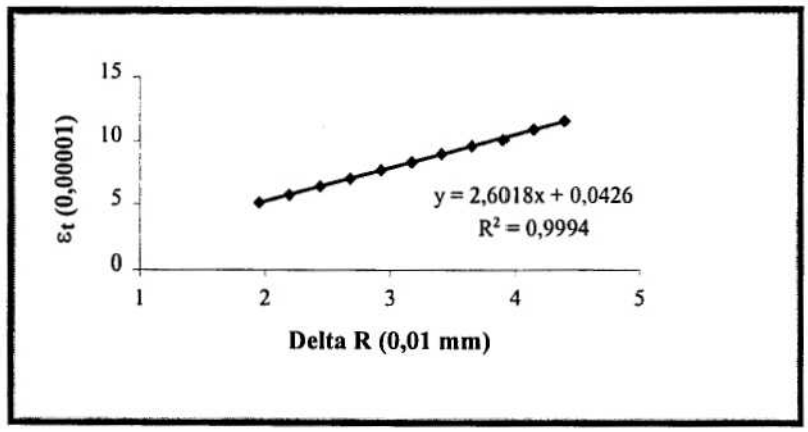


Figura 6.22- Relação deslocamento-deformação.

2. estimativa do deslocamento elástico que seria medido caso houvesse sido feito um descarregamento nos ensaios de *"creep,,* até a ruptura, e para um tempo de carregamento tendendo a zero, através do valor da "rigidez elástica" K determinado nos ciclos de carga-descarga (Tabela 6.7), ou seja, $\delta_E = P/K$;
3. estimativa da deformação máxima de tração sob a placa, aplicando-se à relação da figura 6.22 os valores da Tabela 6.7;

4. obtenção da relação entre o tempo total até a ruptura das placas e a deformação máxima de tração a que cada placa foi submetida (Figura 6.23).

Tabela 6.7- Cálculo do deslocamento elástico, δ_E.

Placa	P(kgf)	K (kgf/mm)	δ_E (10^{-2} mm)	ε_t (10^{-4})
SR3	41,76	466,1	8,9595	2.3353
SR4	53,77	517,9	10,3823	2.7055
SR5	68,76	490,7	14,0126	3.6501
SR6	34,79	517,9	6,7175	1.7520
RM2	106,82	404,9	26,3818	6.8683
RM3	86,75	321,8	26,9577	7.0181
RM4	69,28	443,9	15,6071	4.0649
RM5	59,12	621,5	9,5125	2.4792

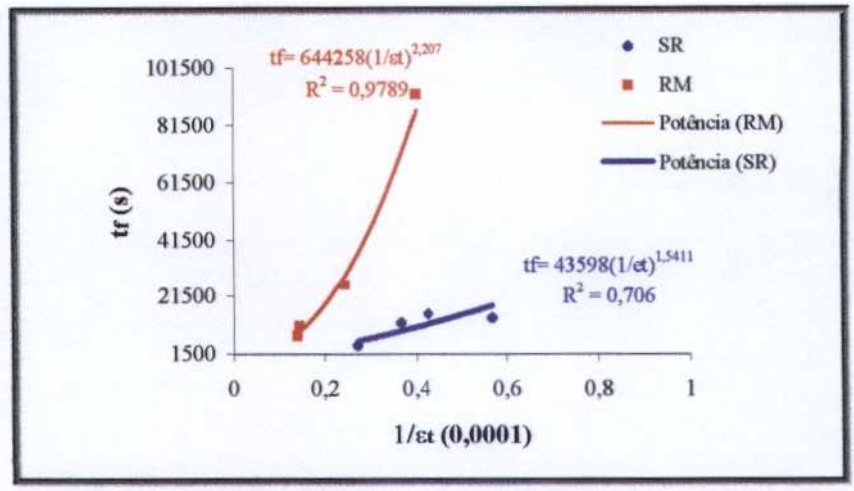


Figura 6.23- Relação entre t_f e ε_t.

Deve-se observar aqui que as magnitudes das deformações de tração calculadas e mostradas na Tabela 6.7 estão dentro das ordens de grandeza de deformações que atuam em pavimentos flexíveis reais na fibra inferior de revestimentos em concreto asfáltico, o que torna os resultados aqui obtidos de alto grau de aplicabilidade para efeito de sua incorporação em métodos de projeto que considerem a inserção da grelha de reforço aqui estudada.

Em termos de se prever o resultado de um ensaio de fadiga de cargas repetidas, onde seriam aplicados pulsos de carga com duração Δt_c, o número de ciclos de carga até a ruptura seria dado por:

$$N_f = \frac{t_f}{\Delta t_c} \tag{6.7}$$

onde se admite que o efeito destrutivo em termos de consumo à fadiga produzido por uma t_f seria idêntico ao produzido por cargas repetidas de mesmo valor cujo tempo total de permanência fosse igual a t_f. Na realidade, os dois processos não são idênticos, uma vez que a energia potencial elástica é armazenada no material apenas uma vez no ensaio de *"creep"* e é esta quantidade de energia fixa que vai sendo gradualmente dissipada durante o processo de ruptura, ao passo que, no ensaio de cargas repetidas, essa mesma quantidade de energia é repetidamente armazenada e removida, mas permanece presente ao longo de todo o ensaio e durante os intervalos de tempo em que a carga se encontra aplicada. Assim, o ensaio de cargas repetidas representa uma condição de solicitação mais severa que o ensaio de *"creep"* já que nele a energia de deformação está $N_f \times \Delta t_c$, enquanto que, no ensaio de *"creep"*, este mesmo nível de energia de deformação se encontra armazenado no material apenas no início do ensaio, sendo progressivamente dissipado a medida em que a energia vai sendo transferida para os processos de ruptura. Isto significa que $N_f \times \Delta t_c < t_f$, diferença entre os dois resultados seja dada apenas por um fator constante, função apenas das propriedades do material e da geometria do problema, assim:

$$N_f \times \Delta t_c = F \times t_f \tag{6.8}$$

de modo que a relação entre as vidas de fadiga das placas reforçada e não reforçada possa ser

dada por:

$$R_{Nf} = \frac{N_{f\,RM}}{N_{f\,SR}} = \frac{t_{f\,RM}}{t_{f\,SR}} \tag{6.9}$$

Portanto, das relações obtidas na Figura 6.23 pode-se derivar a relação entre as vidas de serviço das placas reforçada e não reforçada com grelha metálica (R_{Nf}).

$$R_{Nf} = \frac{N_{f\,RM}}{N_{f\,SR}} = \frac{644258 \times \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{2,207}}{43598 \times \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{1,5411}} = 14,7772\left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{0,6659} \tag{6.10}$$

onde se observa que o beneficio do reforço depende do nível de deformação de tração a que a camada asfáltica está sujeita. 0 aumento da vida de fadiga é crescente a medida em que diminui a deformação máxima de tração sob a camada. Assim, é de se esperar beneficios maiores decorrentes da inserção da grelha de reforço em pavimentos flexíveis que estão sendo dimensionados para condições de tráfego pesado, na medida em que as exigências de projeto para essas condições tenderão a levar a estruturas mais espessas, principalmente na camada asfáltica, o que implicará em camadas submetidas a níveis mais baixos de deformação de

R_{Nf} aqui obtido pode ser inserido diretamente em procedimentos para projeto de pavimentos flexíveis que utilizem leis de fadiga convencionais para o dimensionamento contra o trincamento por fadiga do revestimento asfáltico.

VII- Conclusões finais

A utilização de novas técnicas e materiais na pavimentação com a premissa de combater os mecanismos de deterioração atuantes nas rodovias (trincamento por fadiga, reflexão de trincas, afundamentos plásticos), pretendem aumentar a durabilidade das estruturas, isto é, incrementar a vida de serviço de um pavimento. Com isso, pode-se postergar ou minimizar as medidas de manutenção nas rodovias, possibilitando a redução global de custos até o momento em que esse pavimento não atenda ao nível de serventia imposto em projeto.

Diversos materiais vêm sendo testados e utilizados no mundo todo, mas como o tema proposto nesta pesquisa foi: "ESTUDO DO EFEITO DE GRELHA METÁLICA DE REFORÇO EM REVESTIMENTOS ASFÁLTICOS", procurou-se explanar o processo de instalação das grelhas metálicas no campo, avaliar a eficiência deste material e obter parâmetros em laboratório que possibilitem aos projetistas o dimensionamento de pavimentos reforçados com grelha metálica.

Dos experimentos e trechos avaliados nesta pesquisa, as seguintes conclusões puderam ser extraídas:

1. a estrutura de pavimento existente (espessuras, materiais) é o principal condicionante na determinação do posicionamento do reforço metálico no pavimento, devido à variação de distribuição de esforços (região onde ocorrem às máximas tensões de tração) nas variadas formas de estruturas, assim como o mecanismo de deterioração atuante no pavimento, possibilitando a análise da viabilidade ou não de utilizar-se uma grelha metálica;
2. o processo de instalação da grelha metálica de reforço é fácil e não altera significativamente as técnicas correntes de pavimentação. A única etapa que requer

cuidados especiais é a etapa de fixação da grelha na camada subjacente, já que o desempenho da grelha está condicionado ao seu posicionamento. A correta fixação da grelha impede sua movimentação com a passagem dos equipamentos durante a execução da obra. A importância da fixação do reforço na camada subjacente foi evidenciada na moldagem das placas asfálticas em laboratório. Como a grelha metálica não podia ser fixada, a simples etapa de espalhamento do material asfáltico na forma gerava alterações no sev, posicionamento;

3. a simples observação das amostras após a ruptura mostrou a ocorrência de um mecanismo de redução da severidade das trincas nas placas reforçadas, conforme pode ser visto no anexo I. Isso evidencia o mecanismo de absorção e redistribuição de tensões que ocorre na grelha metálica e deve implicar em um desempenho superior para o revestimento asfáltico na sua fase pós-trincamento, na medida em que trincas mais fechadas permitem maior grau de transferência de tensões através de suas paredes, reduzindo os fatores de intensidade de tensões nas suas extremidades e levando ao seu espalhamento horizontal a velocidades menores;
4. a inserção da grelha metálica de reforço não alterou o comportamento não linear do concreto asfáltico, na medida em que o seu módulo de elasticidade continuou sendo reduzido pelo aumento do nível de deformações de tração a que a camada era submetida;
5. observou-se que a inserção da grelha de reforço aumentou a elasticidade das placas, isto é, ela proporcionou a redução do acúmulo de deformações permanentes, que foi caracterizado por um coeficiente de restituição (relação entre as deformações resiliente e plástica sob um ciclo de carga) maior nas placas reforçadas. Assim, é de se esperar que a presença da grelha leve a reduções nas deformações plásticas

associadas a deformações permanentes de tração sob a camada, o que seria o caso de pavimentos que estiverem sendo submetidos a recalques sensíveis oriundos de consolidação diferencial de camadas subjacentes. Deve haver também um efeito de redução das deformações plásticas decorrentes das deformações de cisalhamento aplicadas ao longo dos bordos das áreas carregadas e no plano vertical, mas este possível efeito não foi avaliado no presente estudo;

6. da análise do comportamento elástico das placas nos ensaios de "creep" com ciclos de carga-descarga, verificou-se um acréscimo de 11 % na recuperação elástica para as placas reforçadas, que foi definida pela relação entre a deflexão recuperável e a deflexão total, denominada como fator de recuperação elástica, FE;

7. quantificou-se o acréscimo no tempo de ruptura nas placas com reforço como girando em tomo de 10 vezes, valor variável conforme o nível de deformação de tração a que as placas são submetidas e que pode ser expresso pelo modelo:

$$R_{Nf} = \frac{N_{f\,RM}}{N_{f\,SR}} = 14{,}7772\left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{0{,}6659}$$

Referências Bibliográficas

ABNT NBR 8964/85. *Arame de aço de baixo teor de carbono, zincado, para gabiões,* 1985.

ABNT NBR 10514/98. *Redes de aço com malha hexagonal de dupla torção, para cortfecçdo de gabiões,* 1998.

ASTM D-1559/89. *Standard Test Method for Resistance to Plastic Flow of Bituminous Mixtures Using Marshall Apparatus,* 1989.

Colombier, *G., Fissuration des Chaussées: Nature et Origine des Fissures; Moyens pour Maitriser leur Remontée.* First International Conference on Reflective Cracking in Pavement. Ed. Rigo and R. Degeimbre, Rilem, Liege, Belgium, pp. 3-22, 1989.

De La Roche, *C., Module de Rigidité et Comportement en Fatigue des Enrobés Bitumineux, Experimentation et Nouvelles Perspectives dAnalvse.* These de Doctorat, Ecole Centrale de Paris, Paris, 1996.

Friess, C.A., *Fatores de Influência em ('ompactação de Campo.* Trabalho de Graduação, Instituto Tecnológico de Aeronáutica, ITA, São José dos Campos, 1993.

Luther, M. S., Majidzadeh, K., Chang, *C. W., Mechanistic Investigation of Reflection Cracking of Asphalt Overlay.* TRB, Transportation Research Record 572, Washington D.C., pp. 111-122, 1976.

Maccaferri Ltda., *Road Mesh an effective reinforcement for flexible asphalt pavements.* Catálogo, 5 p. [199-].

Maccaferri Ltda., *Manual Road Mesh®, Reinforcement Design for Pavements.* Manual, 12 p., [199-].

Majidzadeh, K., Ramsamooj, D. V., *Mechanistic Approach to the Solution of Cracking /it Pavements.* Highway Research Board, Special Report 140, pp. 143-157, 1973.

Medina, *J., Mecânica dos Pavimentos.* Ed. UFRJ, Rio de janeiro, 1997.

Mitchell, J.K., *Fundamentals of Soil Behavior.* New York, Wiley, 1976.

Molenaar, A.A.A., Moens, J., van der Walle, M., van Drongelen, *J., Steel Reinforcement for the Prevention of Reflective Cracking in Asphalt Overlays.* First International Conf. on Reflective Cracking in Pavement. Ed. Rigo and R. Degeimbre, Rilem, Liege, Belgium, pp. 296-302, 1989.

Molenaar, A.A.A., *Evaluation of Pavement Structure with Emphasis on Reflective Cracking.* Proceedings of the Second International Conference on Reflective Cracking in Pavement. Ed. Rigo and Degeimbre, Rilem, Liege, Belgium, pp. 21-48, 1993.

Momm, *L., Fadiga dos Concretos Asfálticos, Lstudo do Efeito da Granulometria. 2°* Seminário Nacional Modernas Técnicas Rodoviárias, Florianópolis, *2000.*

Montestruque, G.E.V., *Estudo de Sistemas Anti-Reflexão de Trincas tia Restauração dc Pavimentos.* Tese de Mestrado, Instituto Tecnológico de Aeronáutica, ITA, São José dos Campos, *1996.*

Rigo, J.M., *General Introduction, Main (.'onclusions of the 1989 Conference on Reflective Cracking in Pavements, and Future Prospects.* Proceedings of the Second International Conference on Reflective Cracking in Pavement. Ed. Rigo and Degeimbre, Rilem, Liege, Belgium, pp. *3-20, 1993.*

Riviere, *N., Comportement em Fatigue dês Enrobés Bitumineux.* These de Doctorat, University de Bordeaux I, Bordeaux, *1996.*

Rodrigues, R.M., *Estudo do Trincamento dos Pavimentos.* Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, *1991.*

Rodrigues, R.M., *Estudo do Efeito da Road Mesh° em Pavimentos Flexiveis-Fase I.* Instituto Tecnológico de Aeronáutica, ITA, São José dos Campos, *1997.*

Rodrigues, R.M., *Projeto de Pavimentos.* Apostila do curso de Mecãnica e Desempenho de Pavimentos, Instituto Tecnológico de Aeronáutica, ITA, São José dos Campos, *1998.*

Rodrigues, R.M., *Gerência de Pavimentos.* Apostila do curso de Geréncia de Pavimentos, Instituto Tecnológico de Aeronáutica, ITA, São José dos Campos, *1999.*

Rodrigues, R.M., *Aperfeiçoamento e Calibração de Modelos de Previsão de Desempenho Mecanistico-Empiricos para Pavimentos Rodoviários e Aeroportuários no Brasil.* Relatório Final da Pesquisa CNPq *301314/96-9,* Instituto Tecnológico de Aeronáutica, ITA, São José dos Campos, *1999.*

Sanders, *P., Reinforced Asphalt.* University of Nottingham, Transport Research Laboratory, Nottingham, England, 2000.

Schuster, A., Kuenzer, *B., Polyester and glass-fibre geogrids for the prevention of reflective cracking.* Reflective Cracking in Pavements. Assessment and Control. Liege, Belgium, *1989.*

Shahin, M.Y., *Pavement Management for Airports, Roads and Parking Lots.* Ed. Chapman & Hall, New York, *1994.*

Spit, *Clip A, Système de fixation pour grillage.* B.P. *104,* France, *2 p.*

Turnbull, W. J., Foster, C.R., Ahlvin, R. *G., Design of Flexible Pavements Considering Mixed Loads and Traffic Volume.* Proceedings, 1. Inter. Conf. Structural Design of Asphalt Pavements, Ann Arbor, University of Michigan, *1962.*

Ullidtz, *P., Pavement Analysis.* Amsterdam, The Netherlands, 1987.

UNI 3598154. *Ella comune d 'acciaio,* 1954.

Valtonen, J., Vehmas, *M., Application of grids to prevent longitudinal cracking caused by an old concrete slab.* Proceedings of the Third International RILEM Conference, Maastricht, Netherlands, pp. 193-198, 1996.

Van de Griend, A.A., Hendriks, J.J.A., *Practical investigations concerning geotextiles and reinforcing grids in asphaltic overlays.* Reflective Cracking in Pavements. Assessment and Control. Liege, Belgium, pp. 335-342, 1989.

Walsh, I. D., *Thin overlay to concrete carriageway to minimize reflective cracking.* Proceedings of the Second International Conference on Reflective Cracking in Pavement. Ed. Rigo and Degeimbre, Rilem, Liege, Belgium, pp. 464-481, 1993.

Walsywa, *Sistema de fixação a pólvora.* Manual de Utilização, 8 p.

Weed, R.M., *Development of Air Voids Specification for Bituminous Concrete. TRR,* Transportation Research Record 1491, pp. 33-39, 1994.

Zhou, F., Sun, L., *The Laboratory evaluation of geogrid, APP and special steel grid for asphalt overlays on existing concrete pavements.* Proceedings of the Third International RILEM Conference, Maastricht, Netherlands, pp. 241-250, 1996.

ANEXO I – Moldagem e Trincamento das Placas Asfálticas

Placa SRI

A SR1 foi moldada pelos laboratoristas Guilherme e Reinaldo e pelo mestrando Aislan Bühler, com o intuito de ser uma placa teste, de forma que possibilitasse o ajuste do processo de moldagem e, posteriormente, servisse para aferição dos ensaios a serem realizados.

Com dimensões de 45x45x7,5 (cm), foi moldada em 31 de julho de 2000, com uma quantidade de agregados de 40 kg e teor de asfalto em peso de 5,5 %

O volume de vazios estimado foi de 5,03 %.

Foram testadas algumas configurações de ensaio como a aplicação de carga através de um macaco hidráulico, devidamente calibrado, mas a placa foi desperdiçada, uma vez que o macaco rapidamente aliviava o carregamento, dificultando o monitoramento do ensaio.

A compactação estática foi muito dificil devido á utilização excessiva da quantidade de material havendo, portanto, a necessidade de reduzi-lo.

Placa SR2

A SR2 foi moldada pelos laboratoristas Guilherme e Reinaldo e pelo mestrando Aislan Buhler, com o intuito de ser utilizada como placa teste, de forma que possibilitasse o ajuste do volume de vazios e servisse para aferição dos ensaios a serem realizados.

Com dimensões de 45x45x7,5 (cm), foi moldada em 07 de agosto de 2000, com uma quantidade de agregados de 36 kg e teor de asfalto em peso de 5,5%.

0 volume de vazios estimado foi de 8,6%, valor esse fora da expectativa, visto que se buscava Vv em torno de 10%.

Nesta placa foram testadas algumas configurações de ensaio como a aplicação de cargas através de um macaco hidráulico, que foi devidamente calibrado. Aplicou-se carga dinâmica com um soquete de compactação Proctor, como também ciclos de carga-descarga, com carregamentos estáticos e, finalmente, com um peso estático, chegou-se a uma configuração de ensaio a ser adotada. Essa configuração consiste da realização de ensaios de "creep" com ciclos de carga-descarga e até a ruptura, através de carregamento estático.

A compactaçào estática foi muito difícil devido á utilização excessiva da quantidade de material havendo, portanto, a necessidade de reduzi-lo.

Placa SR3

A SR3, moldada pelos laboratoristas Guilherme e Reinaldo e pelo mestrando Aislan Buhler, foi a primeira das placas sem reforço, definitiva, ou seja, a qual fez parte dos procedimentos de ensaio.

Com dimensões de 45x45x7,5 (cm), foi moldada em 09 de agosto de 2000, com uma quantidade de agregados de 32 kg e teor de asfalto em peso de 5,5%.

O volume de vazios estimado foi de 10,5%, valor dentro da expectativa.

A placa apresentou boa aparência, assim como em todas as demais, foi aplicado o mesmo processo de compactação.

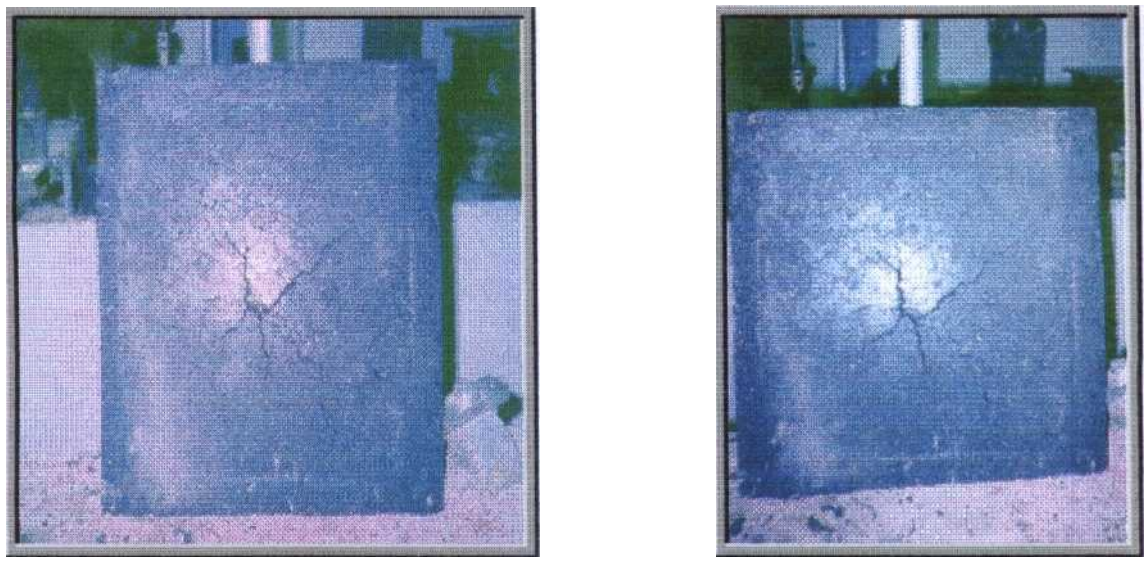


Figura AII. 1 – Face inferior da placa SR3 após realização dos ensaios de "creep".

Placa SR4

A SR4, a segunda das placas sem reforço, definitiva, foi moldada pelos laboratoristas Guilherme e Reinaldo e pelo mestrando Aislan Buhler, em 10 de agosto de 2000, com uma quantidade de agregados de 32 kg e teor de asfalto em peso de 5,5%, e com dimensões de 45x45x7,5 (cm).

O volume de vazios estimado foi de 10,3%, valor dentro da expectativa.

A placa apresentou boa aparência, e foi compactada estaticamente, a colocação da tampa na forma foi feita a frio

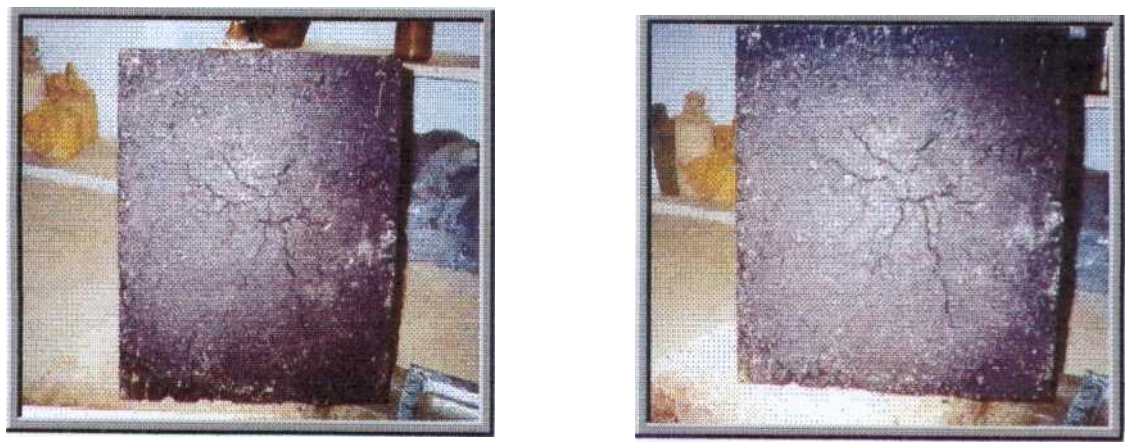


Figura AII.2 - Face inferior da placa SR4 após realização dos ensaios de "creep".

Placa SR5

A terceira das placas definitivas sem reforço foi moldada pelos laboratoristas Guilherme e Reinaldo e pelo mestrando Aislan Buhler, em 15 de agosto de 2000, com uma quantidade de agregados de 32 kg e teor de asfalto em peso de 5,5%, e com as dimensões 45x45x7,5 (cm). 0 volume de vazios estimado foi de 10,1 %, valor dentro da expectativa.

A placa apresentou boa aparência. Aplicou-se o mesmo processo de compactação, com a colocação da tampa na forma feita a frio. Isso propiciou que uma pequena quantidade de material colasse na nessa chapa. A correção foi feita através da recolocação deste material e socagem (sob temperatura acima de 150°C), seguidos de nova prensagem.

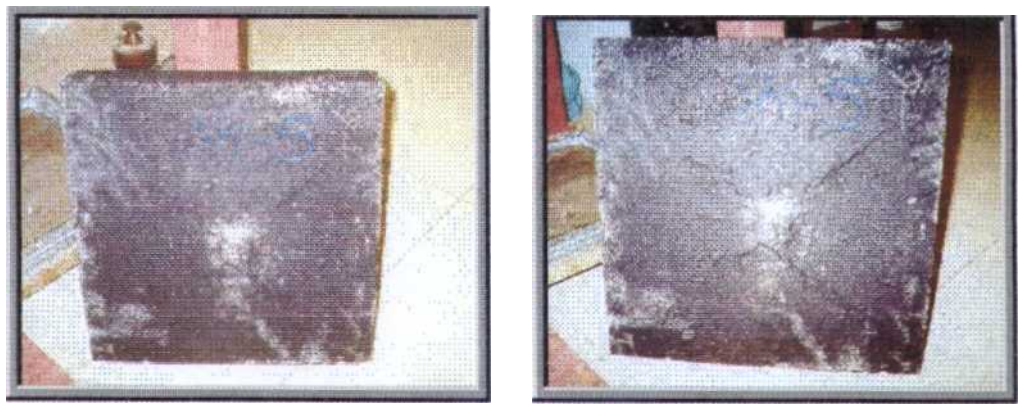


Figura AII.3 - Face inferior da placa SR5 após realização dos ensaios de "creep".

Placa SR6

A última placa sem reforço, foi moldada pelos laboratoristas Guilherme e Reinaldo, em 21 de agosto de 2000, com uma quantidade de agregados de 32 kg e teor de asfalto em peso de 5,5%, e com as dimensões de 45x45x7,5 (cm). 0 volume de vazios de ar estimado foi de 10,3%, valor coerente.

A placa compactada estaticamente apresentou boa aparência, a colocação da tampa na forma foi feita a frio.

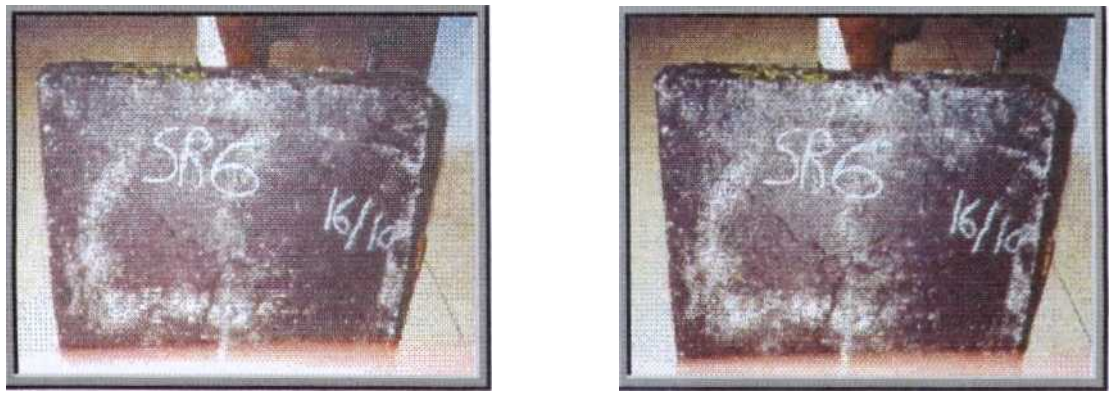


Figura AII.4 - Face inferior da placa SR6 após realização dos ensaios de "creep".

Placa RM 1

A **RM1** foi moldada pelos laboratoristas Guilherme e Reinaldo e pelo mestrando Aislan Buhler, com o intuito de ser a primeira placa com reforço.Com a colocação da grelha metálica houve, no entanto, a necessidade de se reduzir a quantidade de material utilizado, assim, serviu como placa teste para se ajustar á moldagem com a inserção da grelha metálica e à quantidade de material para manter o índice de volume de vazios.

Com as dimensões de 45x45x7,5 (cm), foi moldada em 05 de setembro de 2000, com uma quantidade de agregados de 32 kg e teor de asfalto em peso de 5,5%. 0 volume de vazios estimado foi de 9,2%, ou seja, abaixo do valor admitido para a realização dos ensaios.

Nesta placa foram realizados todos os ensaios que foram especificados, mas apresentou afundamentos localizados, no centro, tanto que, o peso colocado sobre a placa acabou tombando. Constatou-se na moldagem que a chapa utilizada para fechar e compactar estava fria e, dessa vez, ocorreu que devido à diferença de temperatura, o material da parte central colou-se na chapa e desagregou a placa.

Esse material foi novamente assentado, mas, possivelmente, o material estava há uma temperatura inferior à requerida. Ainda, a placa apresentou uma aparência de desagregação na superfície, ou seja, uma aparência feia.

Placa RM2

A RM2, moldada pelos laboratoristas Guilherme e Reinaldo e pelo mestrando Aislan Buhler foi a primeira placa com reforço, porém com a colocação da grelha metálica houve a necessidade de se reduzir a quantidade de material utilizado anteriormente.

Com as dimensões de 45x45x7,5 (cm) foi moldada em 20 de outubro de 2000, com uma quantidade de agregados de 31,6 kg e teor de asfalto de 5,5%. 0 volume de vazios estimado foi de 10,3%, valor admissivel para os ensaios.

Resolveu-se aquecer a chapa, que fez o fechamento da forma, através de um fogareiro, fato esse que solucionou o problema de diferença de temperatura.

A placa apresentou uma aparência de desagregação na superficie, ou seja, uma aparência feia.



Figura AII.5 - Face inferior da placa RM2 após realização dos ensaios de "creep".

Placa RM3

A RM3 foi a segunda placa com reforço, moldada pelos laboratoristas Guilherme e Reinaldo e pelo mestrando Aislan Buhler em 24 de outubro de 2000, com quantidade de agregados de 31,6 kg e teor de asfalto em peso de 5,5%. Com as dimensões de 45x45x7,5 (cm). 0 volume de vazios estimado foi de 10,3%, valor admissível para os ensaios.

Baseado na experiência da placa RMI, resolveu-se aquecer a chapa, que fez o fechamento da forma, através de um fogareiro, fato esse que solucionou o problema de diferença de temperatura.

A placa apresentou uma aparência de desagregação na superfície, ou seja, uma aparência feia.



Figura AII.6 - Face inferior da placa RM3 após realização dos ensaios de "creep".

Placa RM4

A RM4 foi a terceira com reforço, moldada pelos laboratoristas Guilherme e Reinaldo e o mestrando Aislan Buhler, em 27 de outubro de 2000, com as dimensões de 45x45x7,5 (cm) e com a quantidade de agregados de 31,6 kg e teor de asfalto em peso de 5,5%. 0 volume de vazios estimado foi de 10,1%, valor admissível para os ensaios.

Novamente aqueceu-se a chapa, que fez o fechamento da forma, através de um fogareiro, fato esse que solucionou o problema de diferença de temperatura.

A placa apresentou uma aparência de desagregação na superficie, ou seja, uma aparência feia.

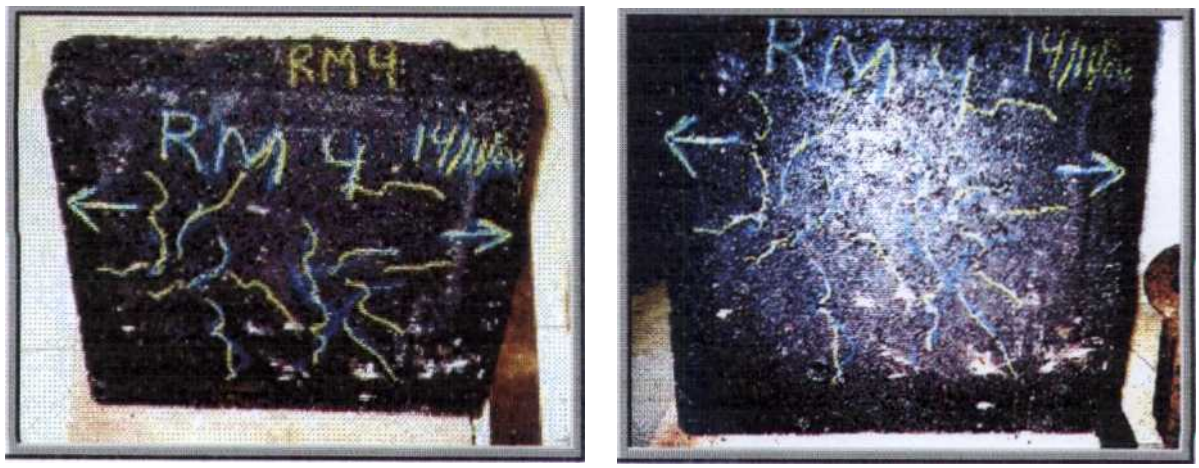


Figura AII.7 - Face inferior da placa RM4 após realização dos ensaios de "creep".

Placa RMS

A RM5 foi a última placa com reforço, moldada em 01 de novembro de 2000, pelos laboratoristas Guilherme e Reinaldo e pelo mestrando Aislan Buhler, com as dimensões de 45x45x7,5 (cm) e com a quantidade de agregados de 31,6 kg e teor de asfalto em peso de 5,5%. 0 volume de vazios estimado foi de 10,15%, valor admissivel para os ensaios.

Aqueceu-se a chapa, que faz o fechamento da forma, através de um fogareiro, fato esse que solucionou o problema de diferença de temperatura.

A placa apresentou uma aparência de desagregação na superficie, ou seja, uma aparência feia.

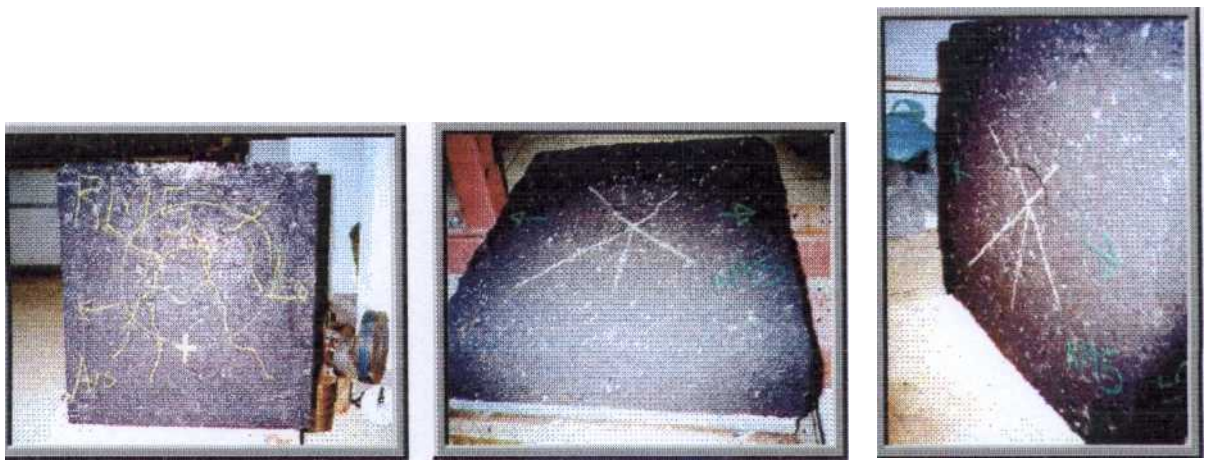


Figura AII.8 - Face inferior da placa RM5 após realização dos ensaios de "creep".



Figura AII.9 – Padrão de trincamento da face inferior das placas SR após realização dos ensaios de "creep'.

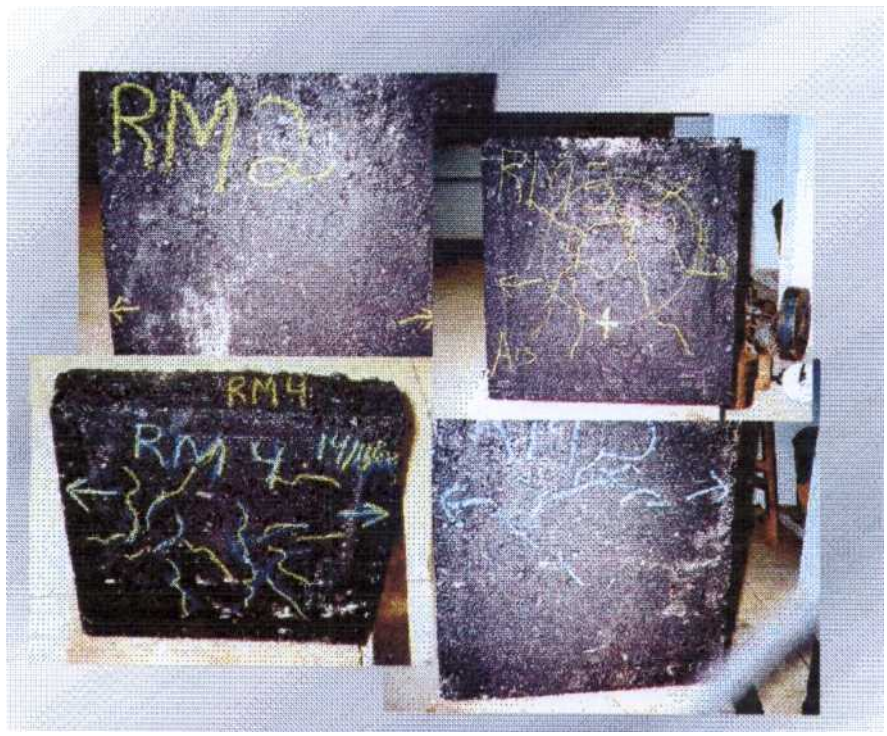
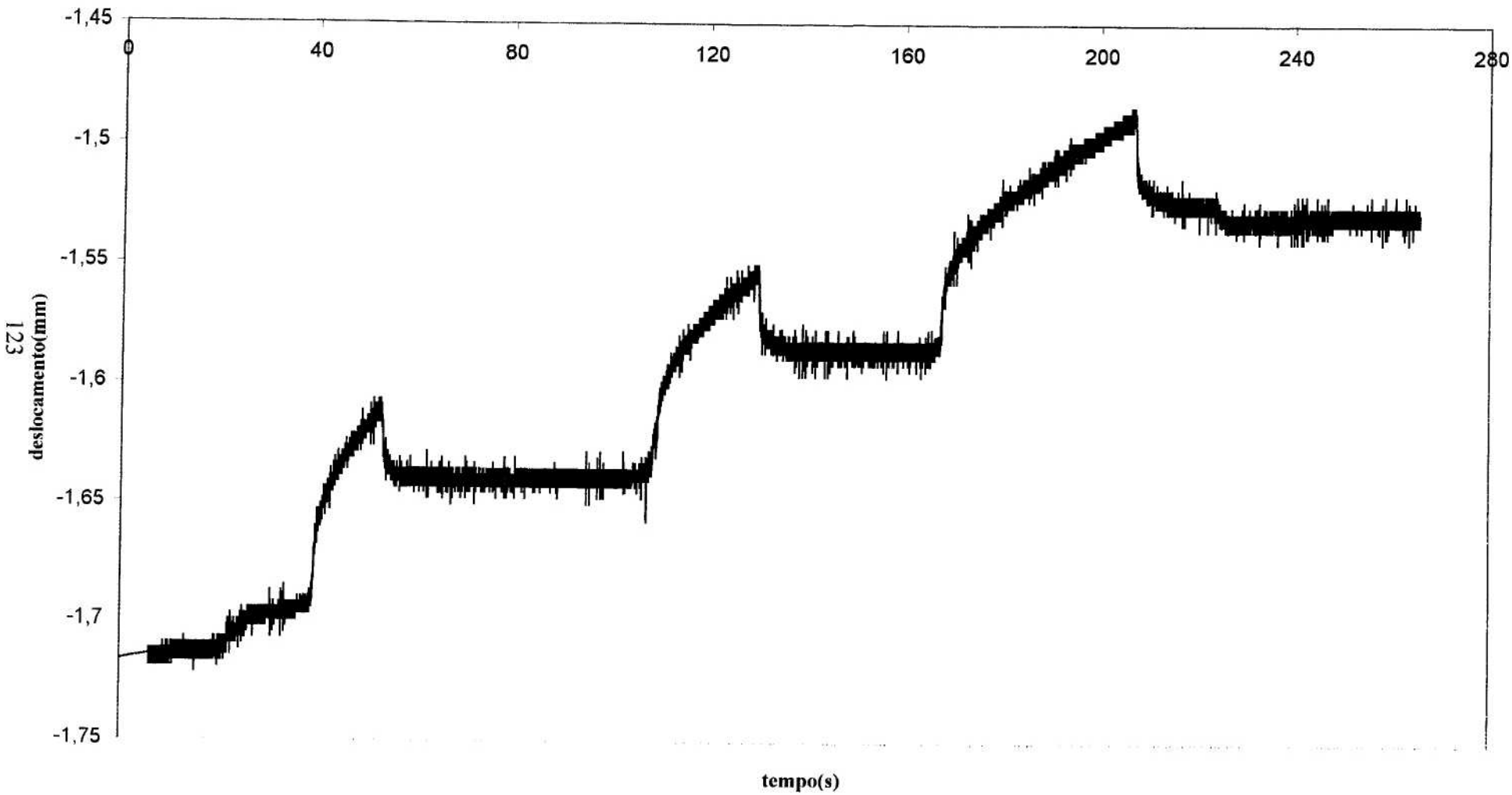


Figura AII. 10 – Padrão de trincamento da face inferior das placas SR após realização dos ensaios de "creep'.

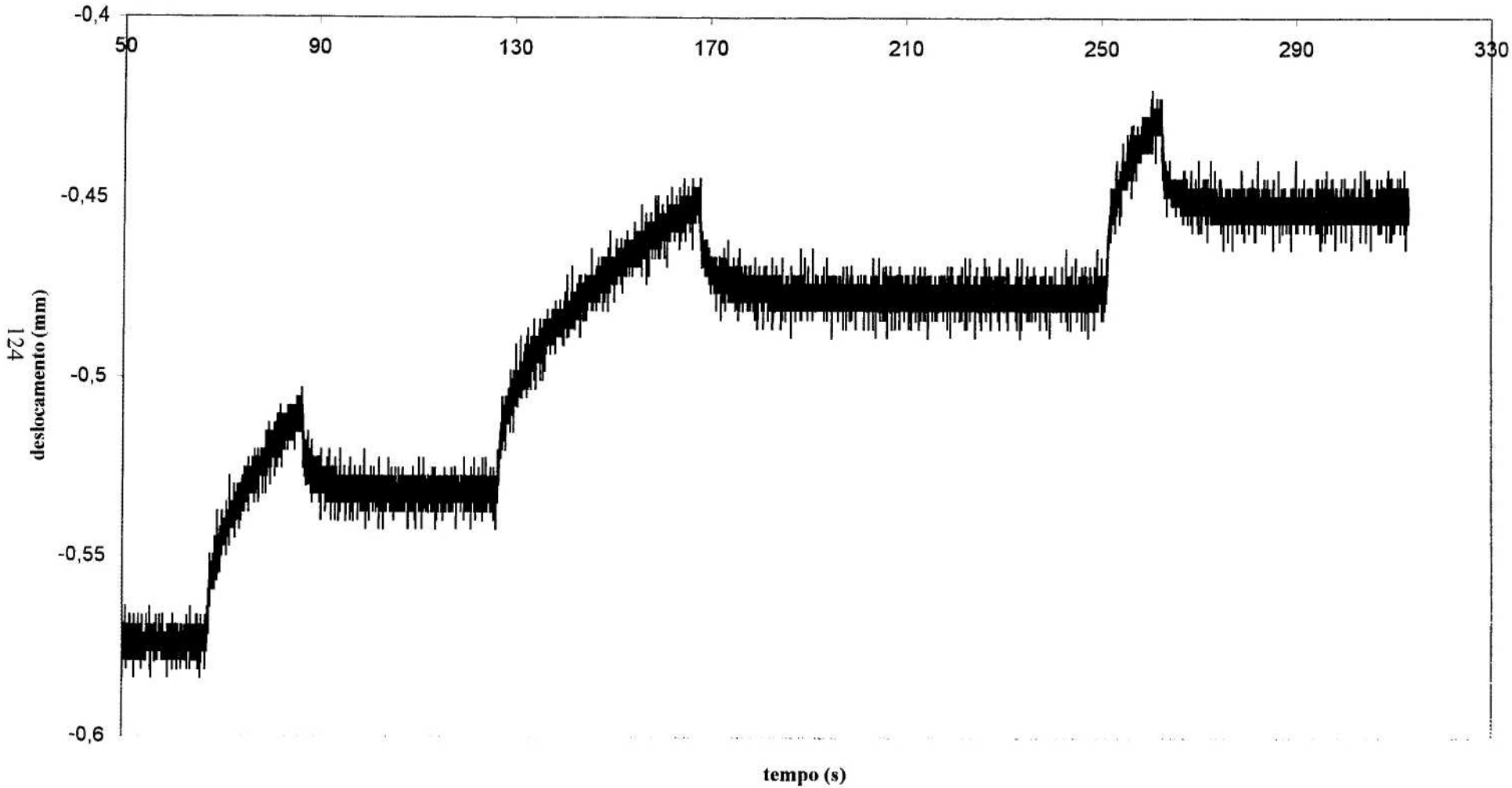
ANEXO II - Ensaio de "Creep" (carga-descarga)

Índice

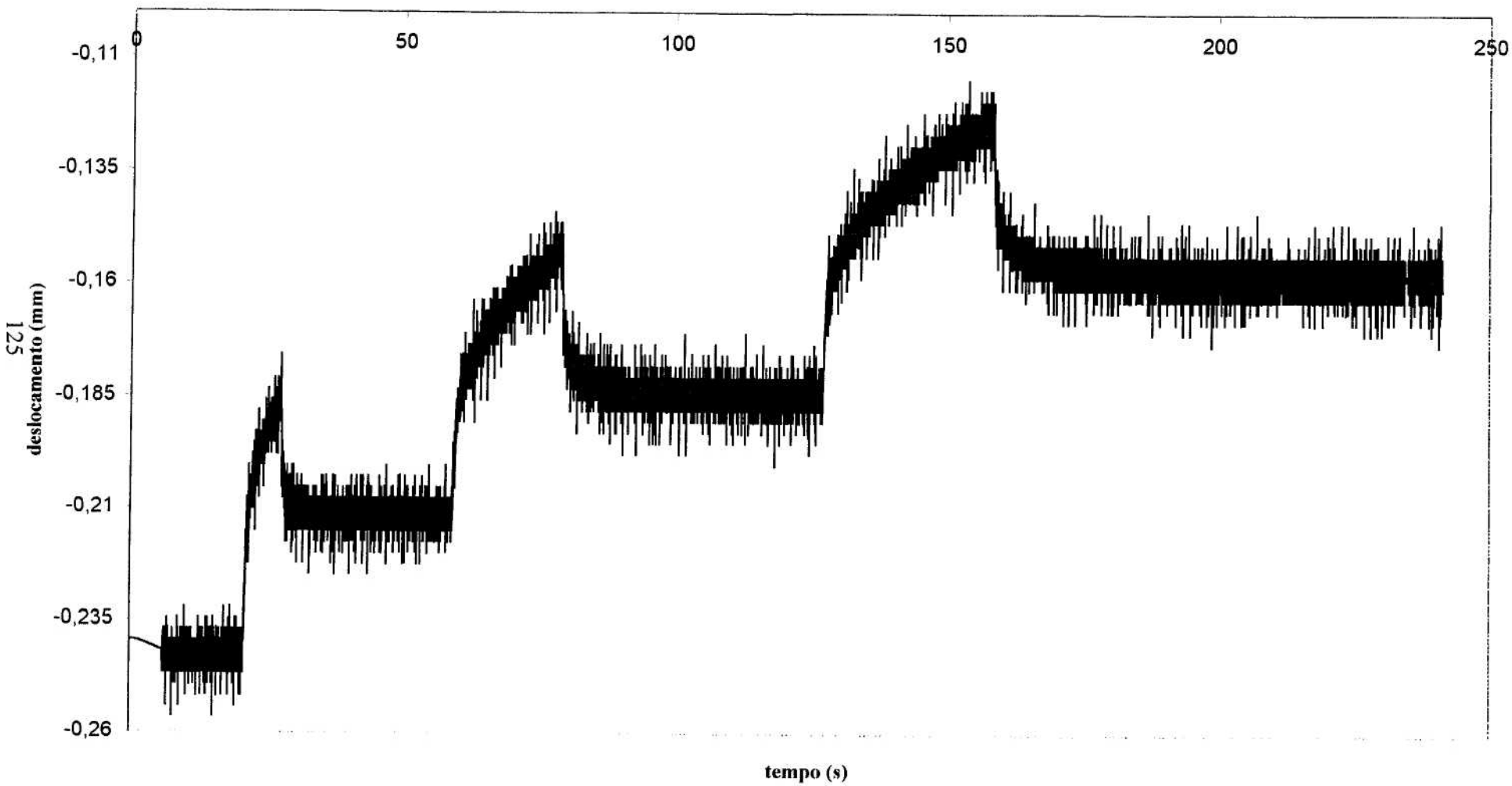
Placa SR3
P=11,38 kgf



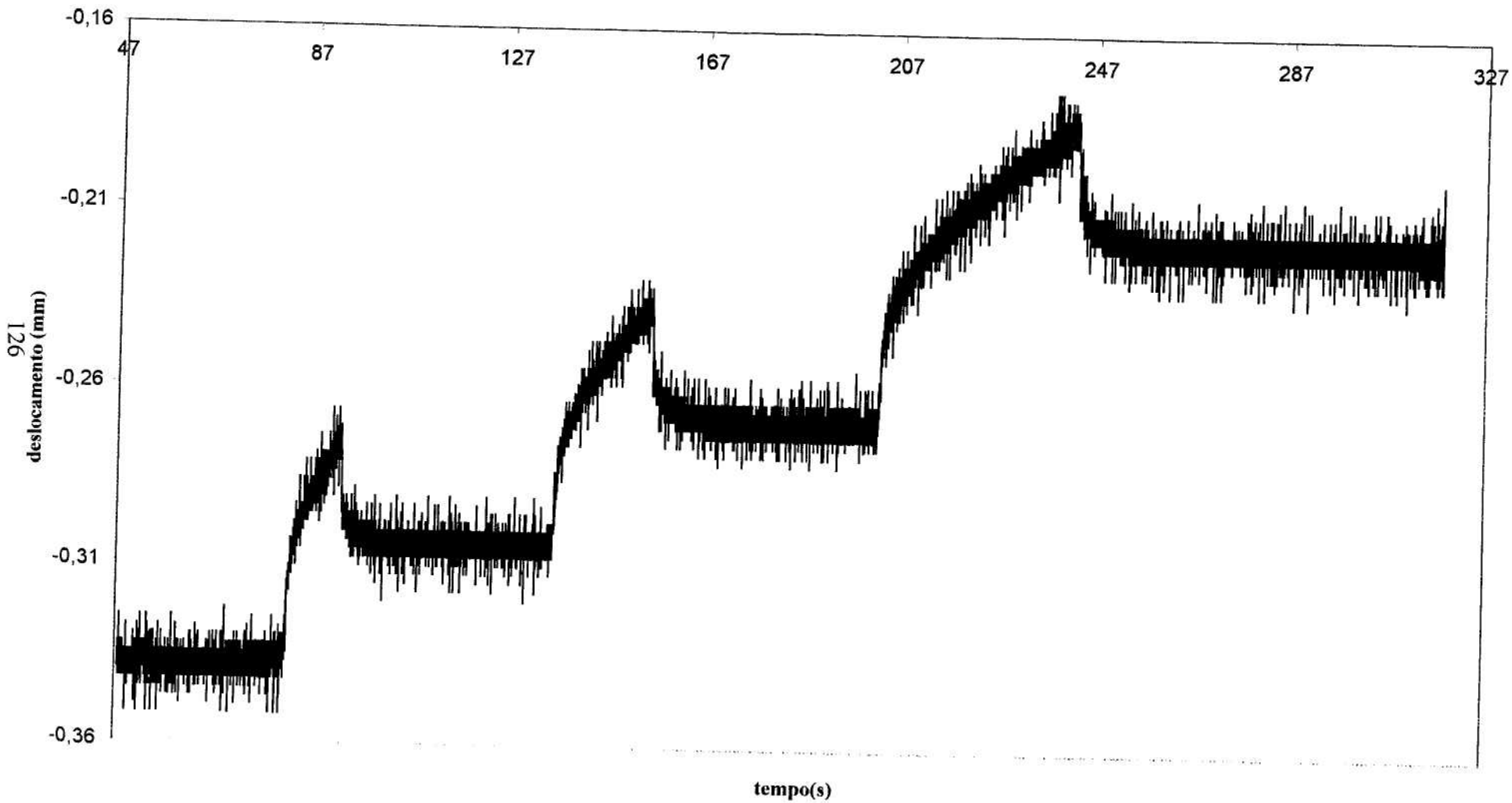
Placa SR4
P=11,38 kgf



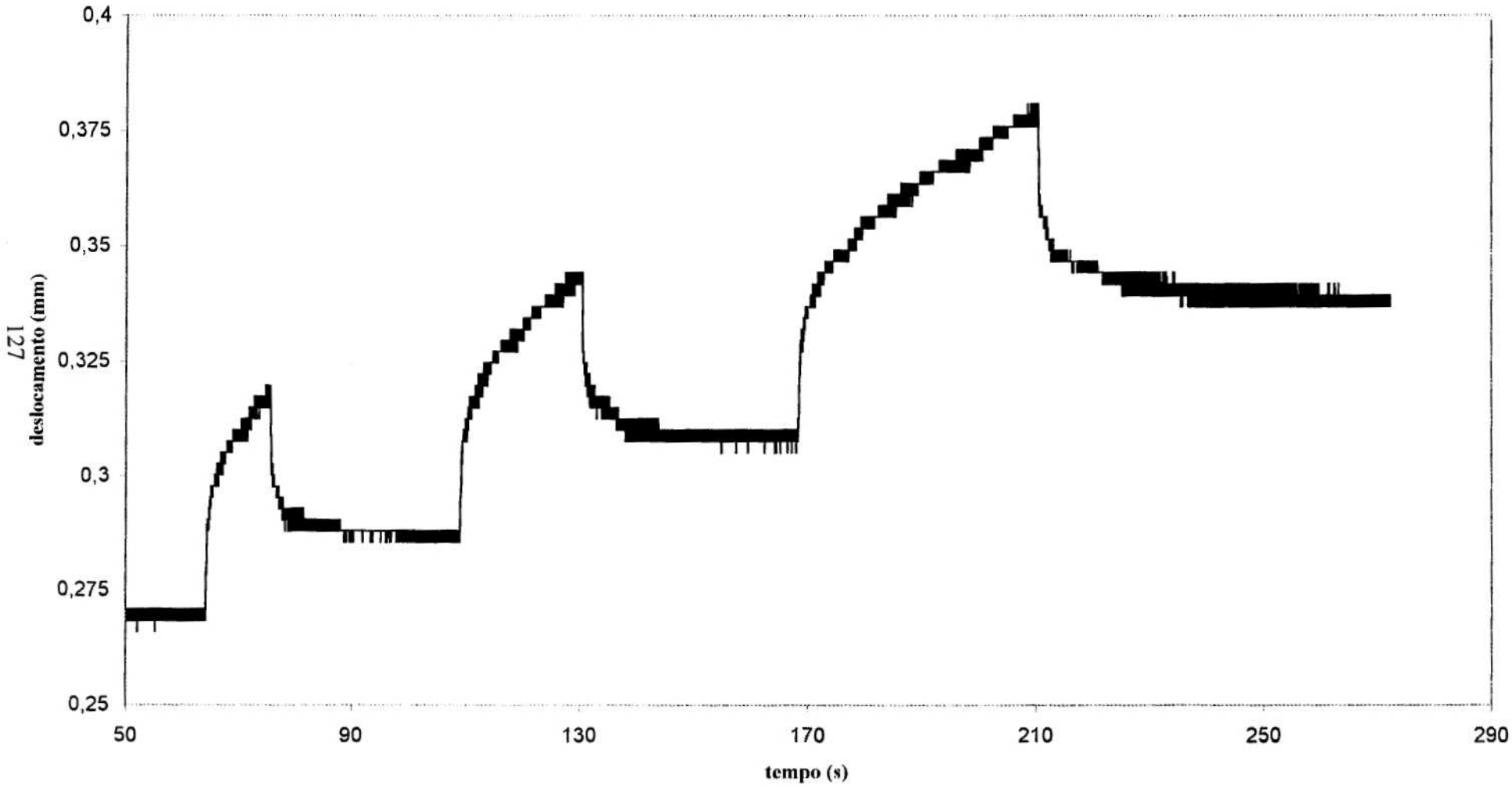
Placa SR5
P= 11.38 kgf



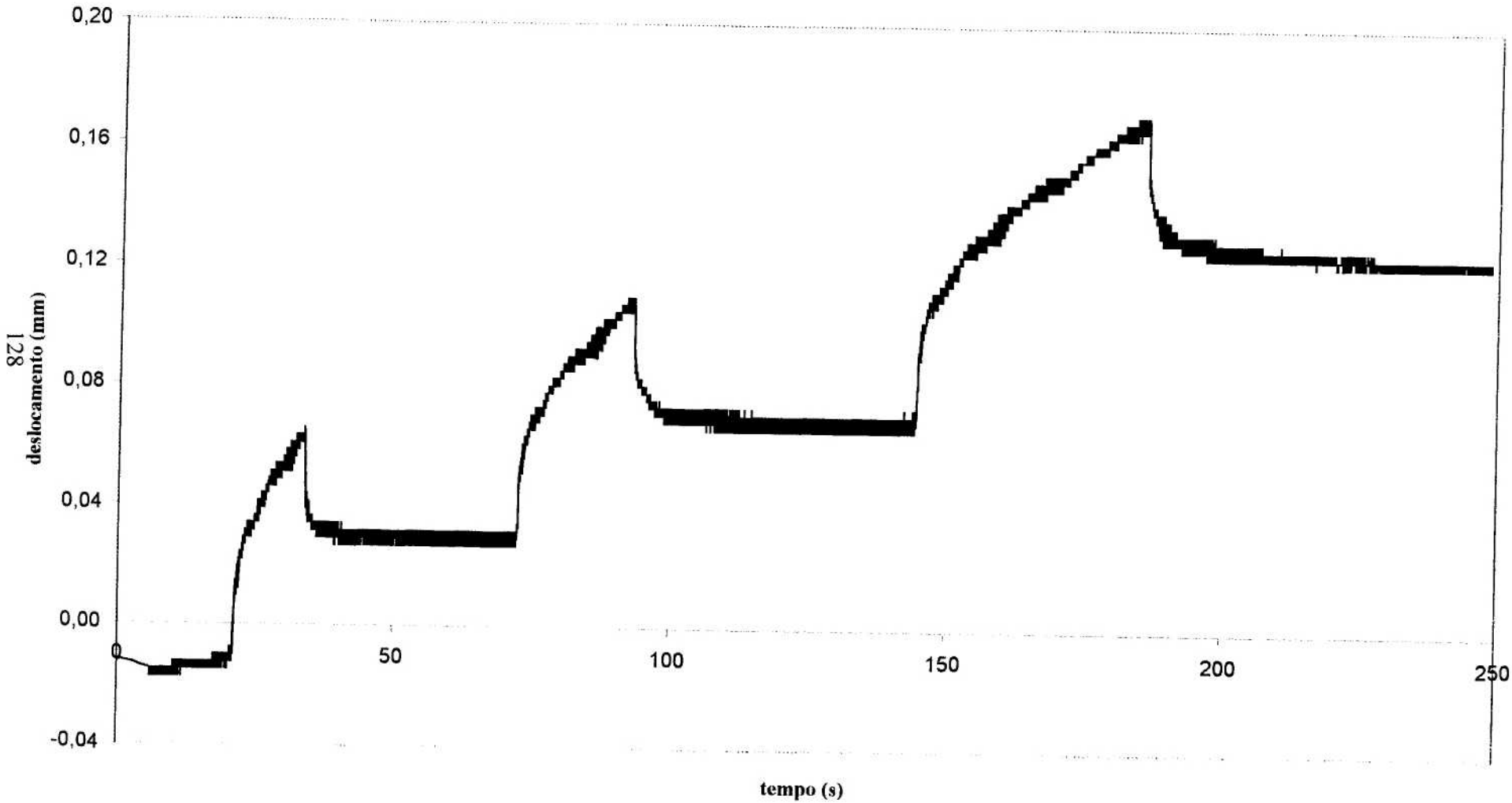
Placa SR6
P=11,38 kgf



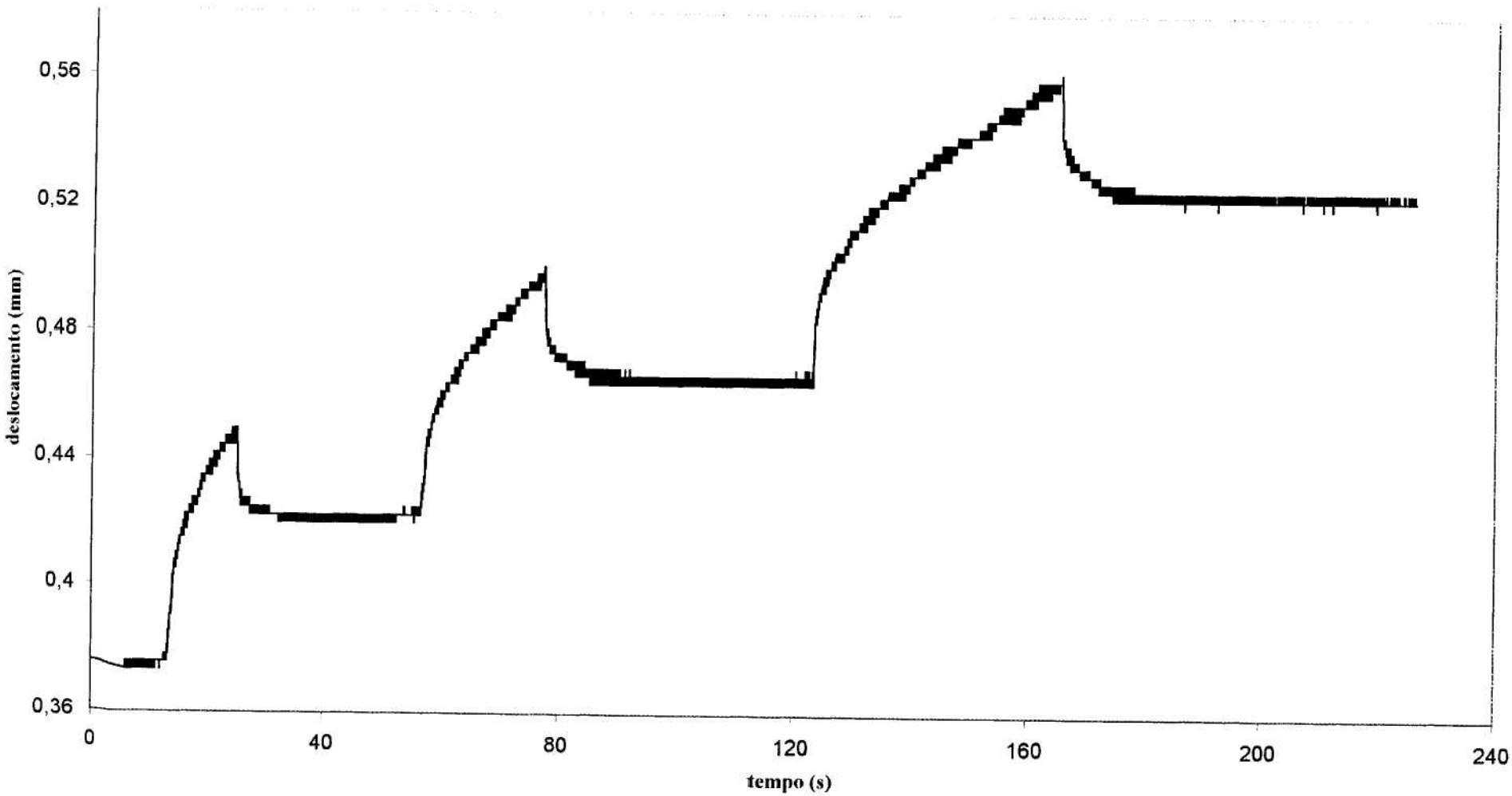
Placa RM2
P=11,38 kgf



Placa RM3
P=11,38 kgf

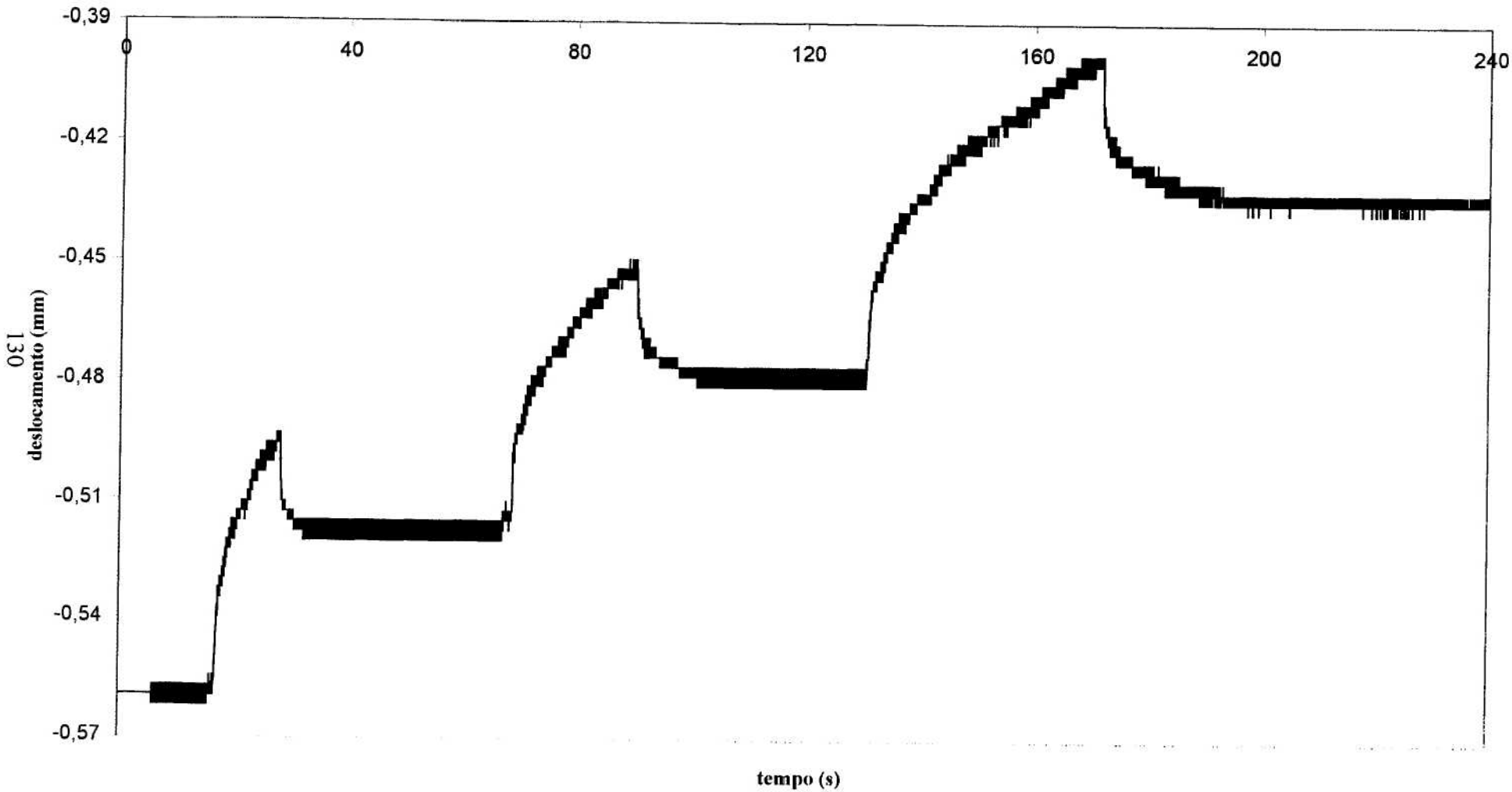


Placa RM4
P=11.38 kgf



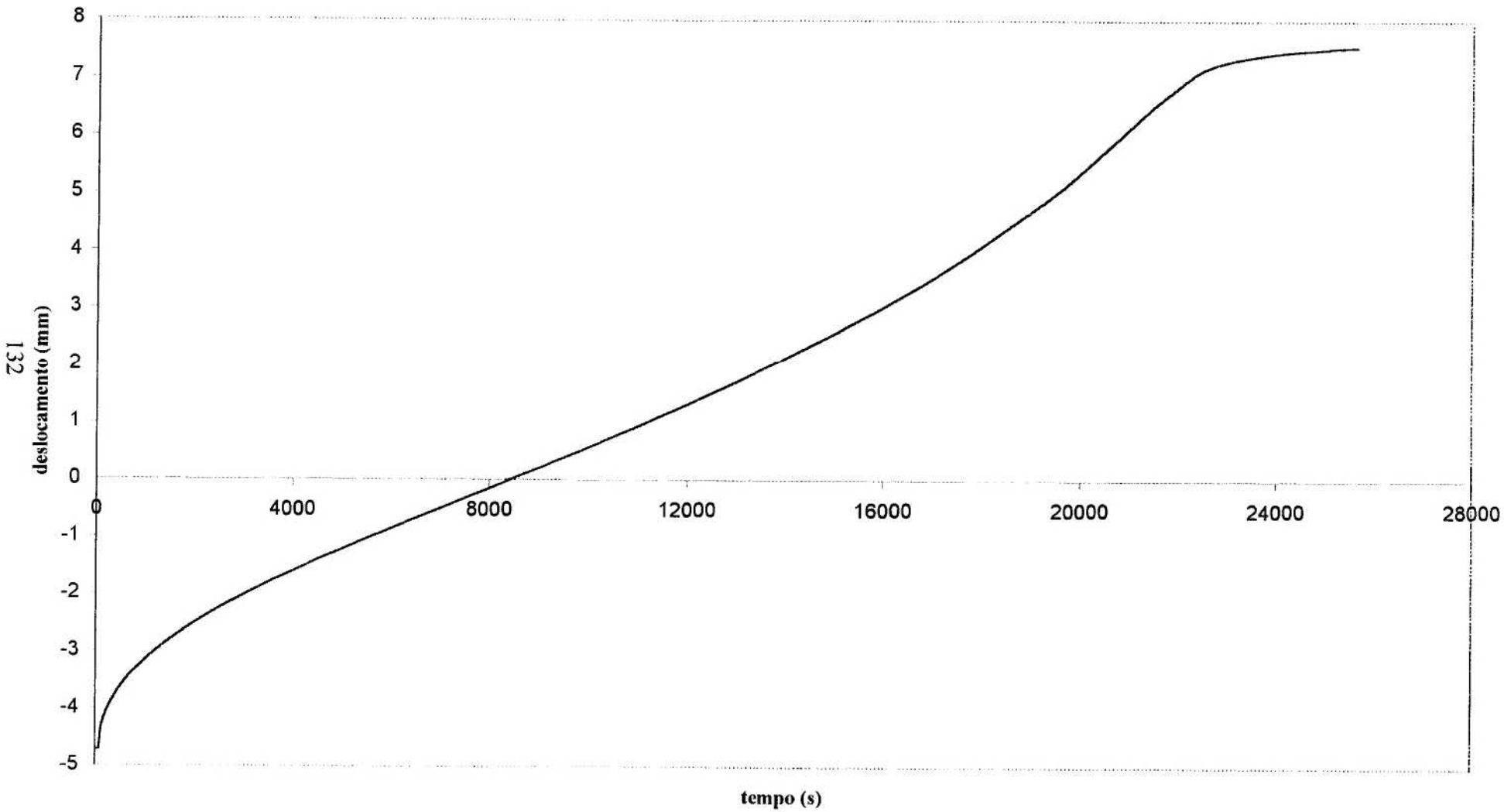
Índice

Placa RM5
P=11,38 kgf

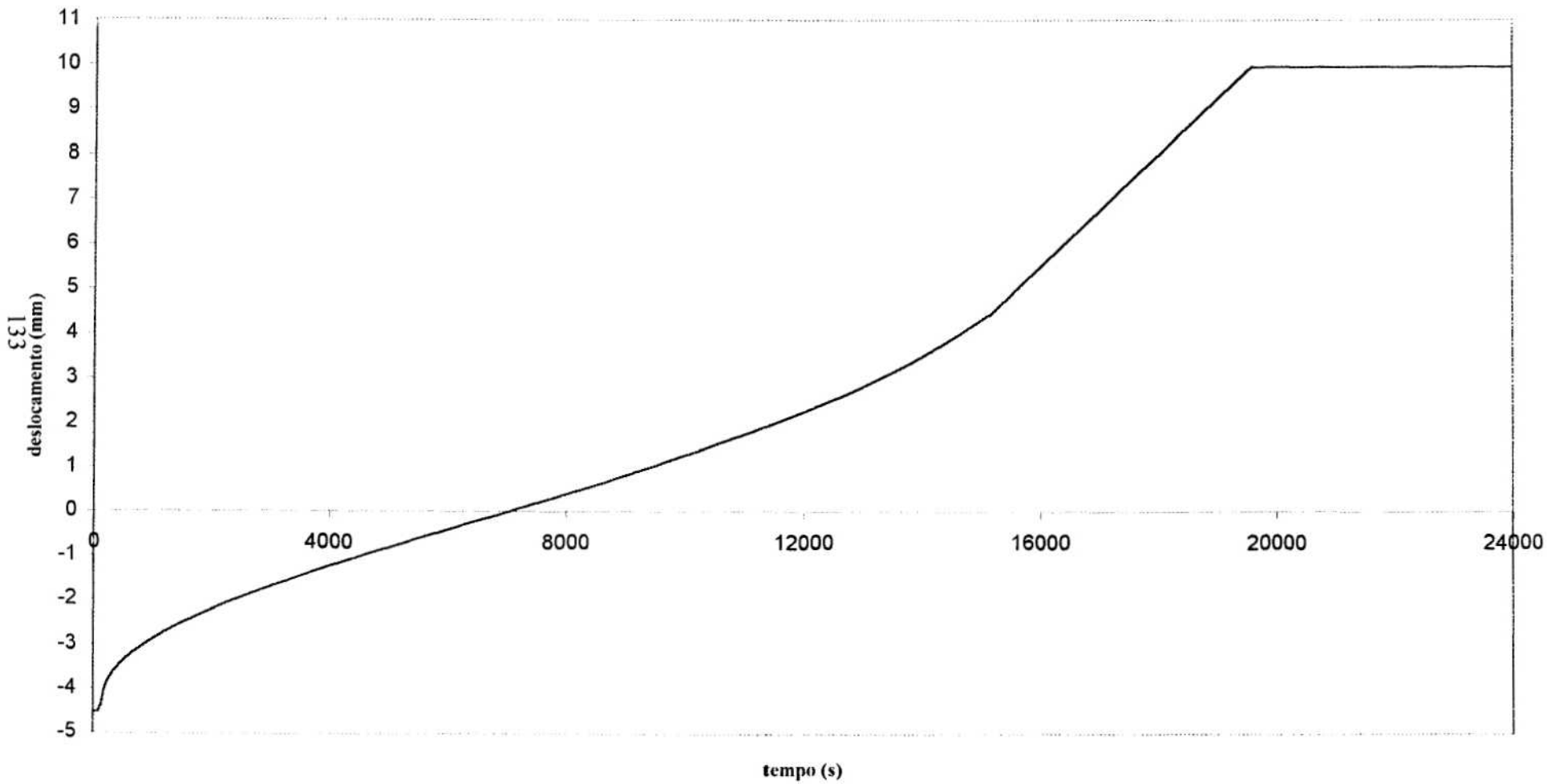


ANEXO III - Ensaio Estético de "Creep"

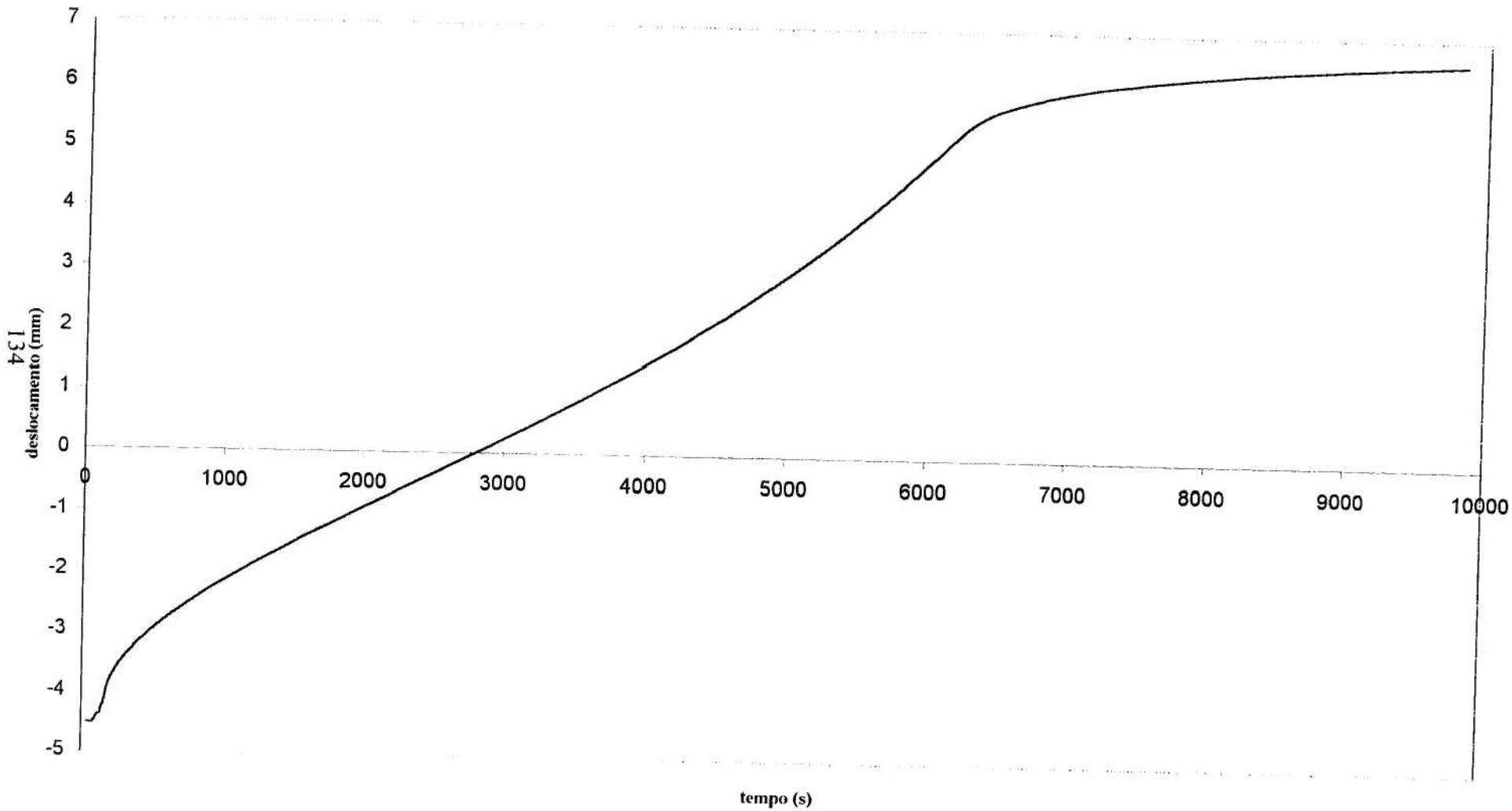
Placa SR3
P=41,76 kgf



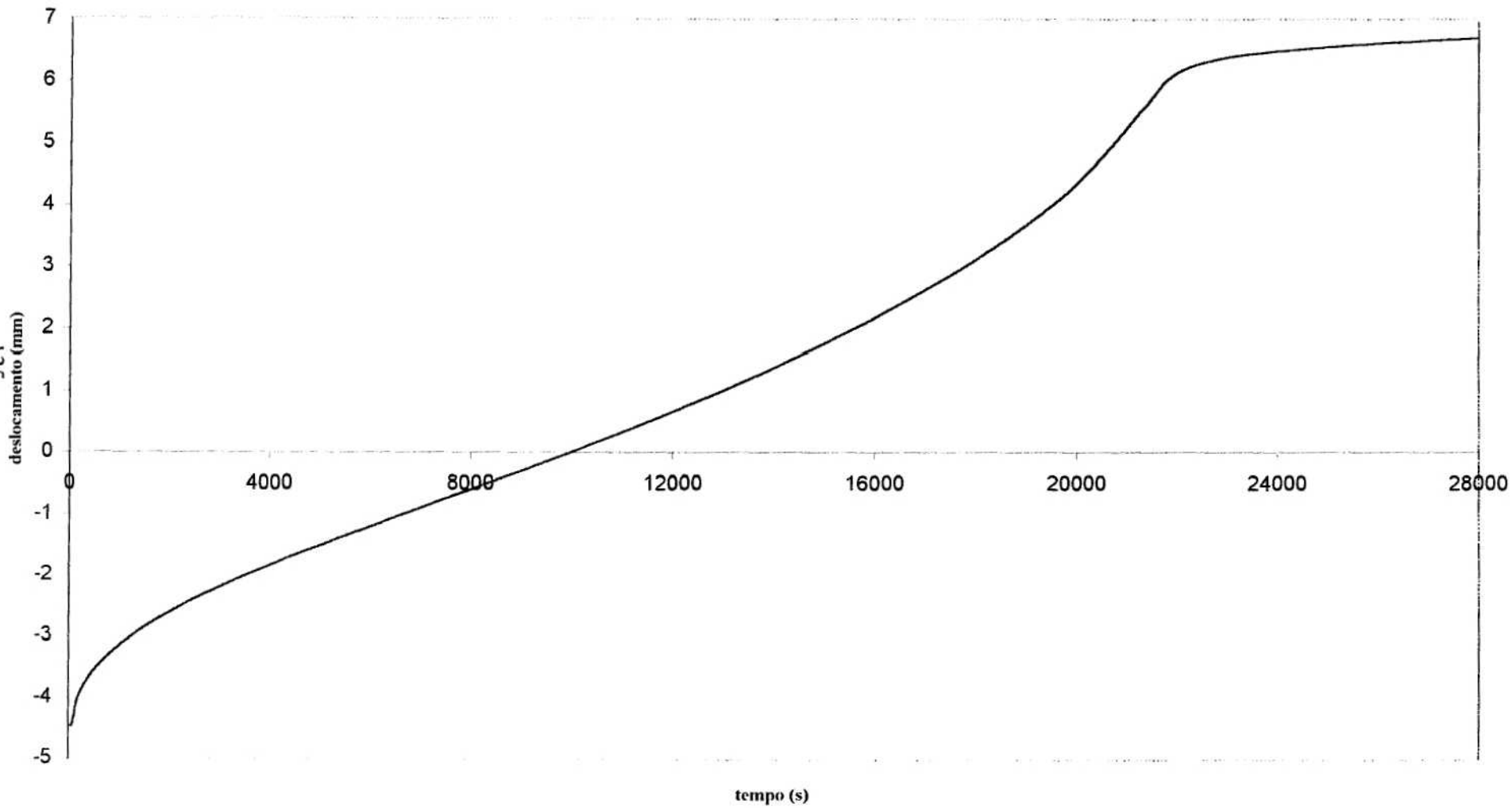
Placa SR4
P=53,77 kgf



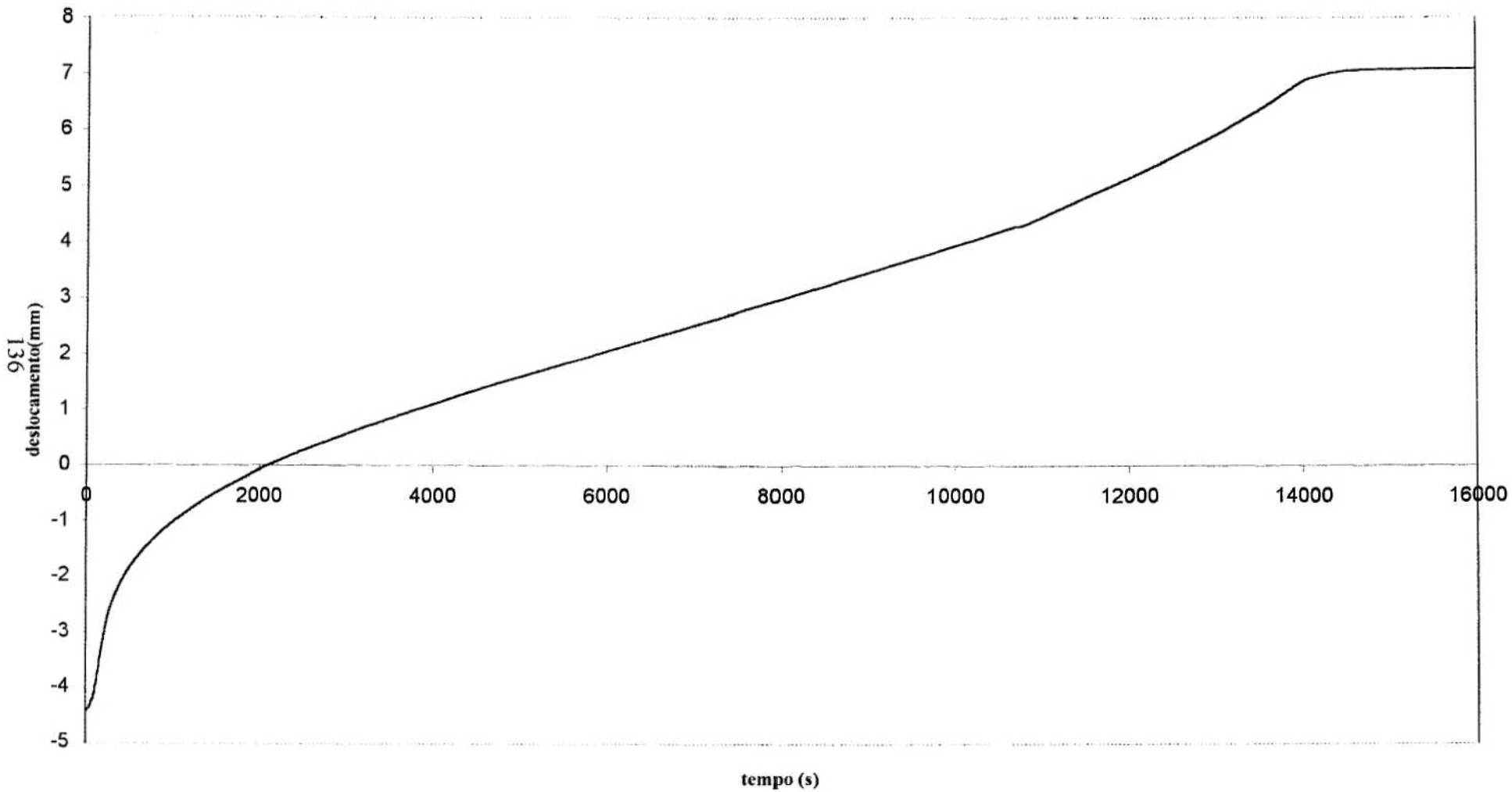
Placa SR5
P=68,76 kgf



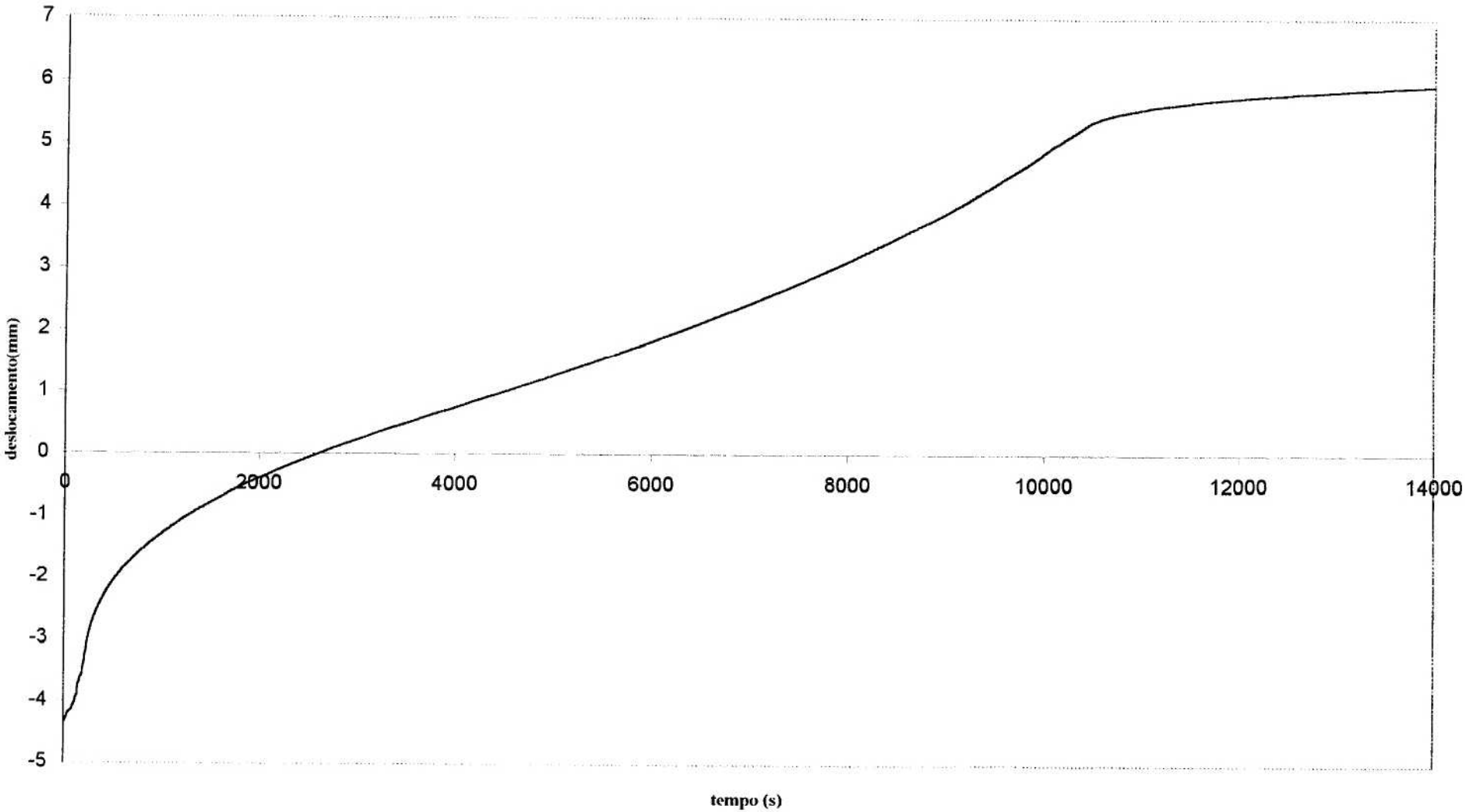
Placa SR6
P=34,79 kgf



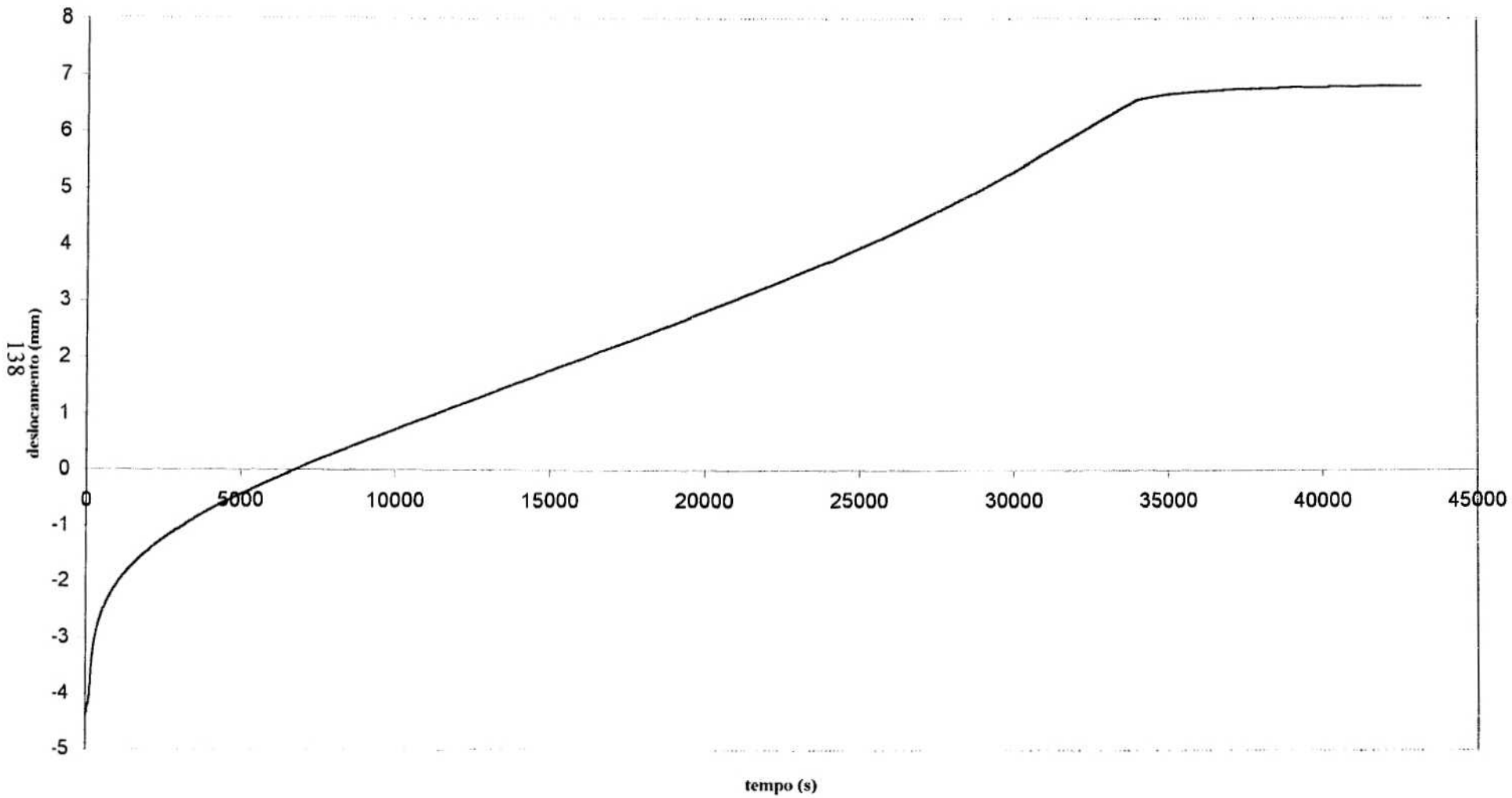
Placa RM2
P=106,80 kgf



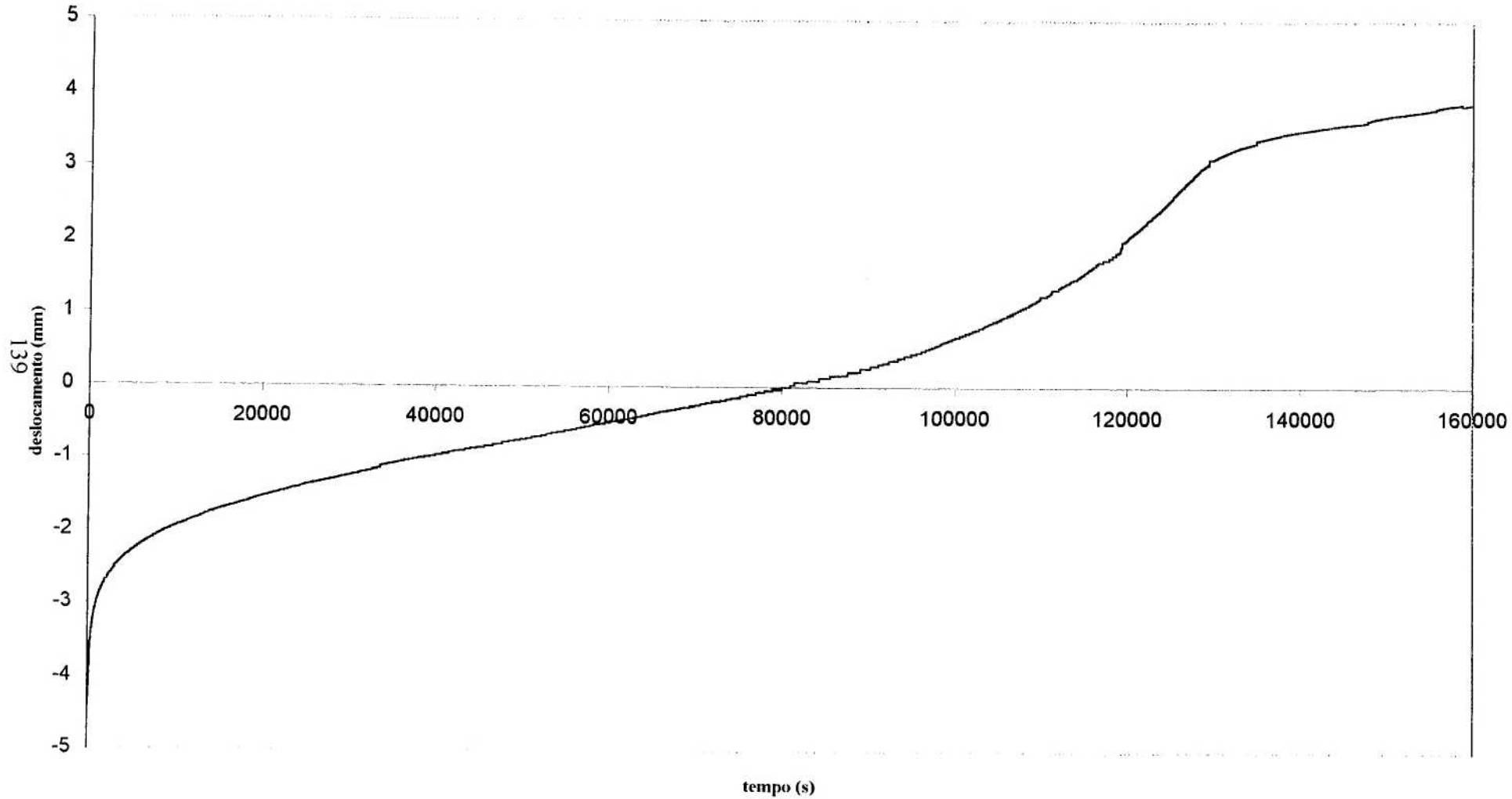
Placa RM3
P=86,75 kgf



Placa RM4
P=69,28 kgf



Placa RM5
P=59,12 kgf



FOLHA DE REGISTRO DO DOCUMENTO

1. CLASSIFICAÇÃO/TIPO	2. DATA	3. DOCUMENTO N°	4. N° DE PÁGINAS
TM	**17 Abril 2001**	CTA/ITA-IEI/TM-001/2001	139

5. TÍTULO E SUBTÍTULO:

Estudo do efeito de grelha metálica de reforço em revestimentos asfálticos

6. AUTOR(ES):

Aislan Vieira Bühler

7. INSTITUIÇÃO(ÕES)/ÓRGÃO(S) INTERNO(S)/DIVISÃO(ÕES):
Instituto Tecnológico de Aeronáutica. Divisão de Engenharia de Infra-Estrutura Aeronáutica

8. PALAVRAS-CHAVE SUGERIDAS PELO AUTOR:

Steel grids, ensaio de fadiga, engenharia geotécnica, asfalto, trincas.

9. PALAVRAS-CHAVE RESULTANTES DE INDEXAÇÃO:

Pavimentação; Pavimentos; Asfaltos; Grelhas metálicas; Ensaios de fadiga; Trincas; Ensaio de materiais; Engenharia geotécnica; Engenharia civil

10. APRESENTAÇÃO: **X Nacional** **Internacional**

São José dos Campos, 2001, 139.

11. RESUMO:

O presente estudo teve por objetivo avaliar de forma quantitativa o possível efeito de reforço gerado pela inserção de uma grelha metálica em revestimentos asfálticos, para o caso de pavimentos flexíveis. Para tanto, foram executados ensaios de "*creep*" em placas de concreto asfáltico com e sem a presença da grelha de reforço e de modo a que ela fosse posicionada na zona tracionada da placa.

Conclui-se que esta técnica de reforço tem potencial para prolongar a vida de fadiga de revestimentos asfálticos em pavimentos flexíveis da ordem de dez vezes, com benefícios também para o desempenho da camada na fase pós-trincamento e quanto à geração de deformações plásticas. Foi obtido um modelo que permite modificar-se leis de fadiga convencionais para concretos asfálticos de modo que o dimensionamento do revestimento asfáltico possa ser reavaliado se a grelha metálica for inserida na zona tracionada da camada.

12. GRAU DE SIGILO:

(X) OSTENSIVO **( ) RESERVADO** **( ) CONFIDENCIAL** **( ) SECRETO**