

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**ANÁLISE PARAMÉTRICA DA RESISTÊNCIA AO
CISALHAMENTO DE MISTURAS ASFÁLTICAS**

Lysiane Menezes Pacheco

Porto Alegre
2014

LYSIANE MENEZES PACHECO

**ANÁLISE PARAMÉTRICA DA RESISTÊNCIA AO
CISALHAMENTO DE MISTURAS ASFÁLTICAS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em
Engenharia

Porto Alegre
2014

PACHECO, Lysiane Menezes

Análise paramétrica da resistência ao cisalhamento de misturas asfálticas / Lysiane Menezes Pacheco. – Porto Alegre: PPGEC/UFRGS, 2014.

133p.

Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul;

Orientador:

Jorge Augusto Pereira Ceratti.

1. Resistência ao cisalhamento. 2. Misturas asfálticas.
3. Ensaio de compressão triaxial. Pacheco, Lysiane Menezes.

CCAA2

LYSIANE MENEZES PACHECO

**ANÁLISE PARAMÉTRICA DA RESISTÊNCIA AO
CISALHAMENTO DE MISTURAS ASFÁLTICAS**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, na área de concentração Geotecnia e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 28 de novembro de 2014.

Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti
DSc. pela UFRJ
Orientador

Prof. Armando Miguel Awruch
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Washington Peres Núñez
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande
do Sul

Profa. Luciana Rohde
Dra. pela Universidade Federal do Rio
Grande do Sul

Prof. Glicério Trichês
Dr. pelo Instituto Tecnológico de Aeronáutica

Prof. Lélío Antônio Teixeira Brito
PhD. pela University of Nottingham

Dedico este trabalho aos meus pais Eliane e Varcedi, aos meus irmãos Larissa e Pedro Otávio e ao meu noivo Rodrigo, pela compreensão durante o período de seu desenvolvimento.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti, orientador deste trabalho, pela oportunidade, pela disponibilidade cedida, pela formação de qualidade e pela amizade.

Agradeço à Profa. Luciana Rohde, minha coorientadora não oficial, por toda dedicação, pela grande ajuda, mesmo que de longe, pelo incentivo em todos os momentos, por acreditar no meu trabalho e também pela amizade.

Agradeço ao Prof. Lélío pela disponibilidade e pelo grande auxílio com o *software* Abaqus e com a prensa do Laboratório de Minas.

À CAPES pela bolsa de estudos concedida durante parte do Mestrado, que possibilitou a minha total dedicação aos estudos.

À minha família: meus pais, meus irmãos e meu noivo, pelo apoio e incentivo. Além disso, agradeço ao meu pai pela busca dos agregados em Estância Velha, à minha mãe pela lavagem do pó e ao Digão pelos diversos finais de semana e feriados me auxiliando no Laboratório.

Agradeço muito à equipe do LAPAV: Prof. Washington, Seu Ivo, Lélío, Marlova, Dionísio, Bernadette, Vinícius, Daniel, Lucas Pereira, Rodrigo, André, Lucas Delongui, Gracieli, Rebeca, Douglas, Larissa, Liana, Lucas Aragão, Caroline, Clara, Fábio, Max, Jefferson, Douglas e Kethelin não só pela ajuda na realização dos ensaios, como também pelos momentos de descontração.

Aos Eng. Bil e Marco Antônio pela disponibilização dos agregados e ao Advogado Carlos e ao laboratorista Valdomiro pelo grande auxílio na coletagem.

Aos colegas do Mestrado, principalmente ao Andry Rilho e ao Daniel Winter, pelos diversos momentos de estudo no ano de 2012. E também ao Andry pelo auxílio na modelagem.

Ao Professor André Zingano e à equipe do Laboratório de Minas que auxiliaram muito na realização do ensaio de compressão triaxial.

Agradeço aos colegas do DEP pela compreensão nas últimas semanas e por fiscalizarem as obras por mim. E ao Rodrigo Cruz pelo auxílio com os gráficos.

*Talvez não tenha conseguido fazer o melhor, mas lutei
para que o melhor fosse feito. Não sou o que deveria ser,
mas Graças a Deus, não sou o que era antes.*

Marthin Luther King

RESUMO

PACHECO, L. M. Análise paramétrica da resistência ao cisalhamento de misturas asfálticas. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil.

O crescente aumento das cargas transportadas pelos caminhões e a utilização de pneus radiais têm contribuído para a degradação prematura dos pavimentos asfálticos. Uma das patologias que passaram a ser comuns nos revestimentos asfálticos, logo após a abertura ao tráfego, é o trincamento que inicia no topo da camada e se propaga para baixo, denominado *top-down cracking* (TDC). Sabe-se que este trincamento é uma manifestação da ruptura por cisalhamento. Neste sentido, este trabalho visa avaliar a resistência ao cisalhamento de misturas asfálticas em laboratório, a partir da mudança da curva granulométrica. Para isso, foram analisadas duas misturas com ligante convencional CAP 50/70, sendo uma com curva granulométrica densa graúda e outra densa miúda, de acordo com a metodologia Bailey. Foram realizados ensaios de compressão triaxial a 35 e a 45°C em corpos de prova de 100 mm de diâmetro e ~188 mm de altura, os quais foram moldados no compactador giratório. A partir disso, obtiveram-se dados de coesão e de ângulo de atrito das misturas estudadas. Foi verificado que, como era de se esperar, aumentando-se a temperatura de ensaio, reduz-se a coesão de ambas as misturas. Na mistura graúda a coesão passou de 784 para 307 kPa e na mistura miúda de 838 para 401 kPa. Além disso, os resultados indicam que o ângulo de atrito da mistura graúda é maior, como se esperava, e a coesão é menor. Comparando a resistência ao cisalhamento da mistura graúda com as tensões cisalhantes geradas no revestimento de estruturas de pavimentos modeladas no *software* de elementos finitos Abaqus, foi verificado que as tensões são superiores. Porém não é possível afirmar que não haveria manifestação de TDC nas condições climáticas e carregamento empregados na análise.

Palavras-chave: resistência ao cisalhamento; misturas asfálticas; ensaio de compressão triaxial.

ABSTRACT

PACHECO, L. M. Análise paramétrica da resistência ao cisalhamento de misturas asfálticas. 2014. Dissertation (Master in Civil Engineering) – Post-Graduate Program in Civil Engineering, Federal University of Rio Grande do Sul, Brazil.

The increasing of load transported by trucks and the use of radial tires have contributed for early asphalt pavements failure. One of the distresses that has been frequent in asphalt layers, shortly after opening to traffic, is the cracking that begins at the top of the pavement and propagates down, named top-down cracking (TDC). It is known that this cracking mode can be related to shear failure. Thus, this study aims to evaluate the asphalt mixtures shear strength in a laboratory, from the size distribution change. For this, two mixtures with conventional binder were analyzed, both have dense size distribution, but one coarse-graded and the other fine-graded, following the Bailey method. Triaxial compression test were conducted at 35 and 45°C in specimens with diameter of 100 mm and height of ~188 mm, which were prepared in a gyratory compactor. From this investigation, data for cohesion and friction angle of the studied mixtures were obtained. It was found that, as expected, increasing the test temperature, reduces the cohesion of both mixtures. In the coarse-graded mixture the cohesion reduced from 784 to 307 kPa and fine-graded from 838 to 401 kPa. Furthermore, the results indicate that the coarse mixture friction angle is greater, as expected, and cohesion is smallest. Comparing the coarse mixture shear strength with the shear stresses generated in the coating of pavement structure modeled in the finite element software Abaqus, it was verified that the stress are higher. However it is not possible to assert that there was no manifestation of TDC for the climatic conditions and load proposed in the analysis.

Key-words: shear strength; asphalt mixtures; triaxial compression test.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	19
1.1 OBJETIVOS	20
1.1.1 Objetivo principal	20
1.1.2 Objetivos secundários	20
1.2 ESTRUTURA DO TRABALHO	21
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	22
2.1 DEFEITOS EM PAVIMENTOS RESULTANTES DA RUPTURA POR CISALHAMENTO	22
2.2 TEORIA DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	28
2.3 FATORES QUE CAUSAM A RUPTURA POR CISALHAMENTO EM MISTURAS ASFÁLTICAS	30
2.3.1 Contato entre pneu e pavimento	30
2.3.2 Propriedades da mistura asfáltica	37
2.3.3 Condições climáticas	39
2.4 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DE MISTURAS ASFÁLTICAS NA LITERATURA E ENSAIOS TRIAXIAIS	41
3 MATERIAIS E MÉTODOS	47
3.1 MATERIAIS	47
3.1.1 Ligante Asfáltico	47
3.1.2 Agregados Pétreos	48
3.2 MÉTODOS	50
3.2.1 Temperatura de mistura e de compactação das misturas asfálticas em laboratório	50
3.2.2 Composição Granulométrica	51
3.2.3 Dosagem Superpave	53

3.2.3.1 Seleção dos ligantes asfálticos	53
3.2.3.2 Seleção dos agregados	53
3.2.3.3 Projeto da composição granulométrica	56
3.2.3.4 Dosagem	57
3.2.4 Dano por umidade induzida	61
3.2.5 Ensaio de compressão triaxial	61
3.2.5.1 Corpos de prova	61
3.2.5.2 Equipamento e procedimento de ensaio	62
3.2.6 Ensaio de resistência à tração por compressão diametral	66
3.2.7 Ensaio de módulo de resiliência	67
3.2.8 Programa experimental	68
4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	70
4.1 TEMPERATURA DE MISTURA E DE COMPACTAÇÃO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS EM LABORATÓRIO	70
4.2 COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA	70
4.3 DOSAGEM SUPERPAVE	73
4.3.1 Análise dos agregados	73
4.3.2 Análise da composição granulométrica	73
4.3.3 Dosagem das misturas	74
4.3.4 Dano por umidade induzida	77
4.3.5 Compressão triaxial	77
4.3.6 Resistência à tração e módulo de resiliência	86
5 MODELAGEM POR ELEMENTOS FINITOS	88
5.1 MÉTODO	88
5.1.1 Magnitude e forma do carregamento	88
5.1.2 Estrutura e materiais	90
5.1.3 Malha	93

5.1.4 Condições de contorno	93
5.1.5 Restrições	93
5.2 RESULTADOS	94
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	104
6.1 CONCLUSÕES	104
6.2 SUGESTÕES	105
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	107
APÊNDICE A – TUTORIAL PARA MODELAGEM DE PAVIMENTOS NO <i>SOFTWARE</i> ABAQUS	112
APÊNDICE B – PROCEDIMENTO PARA ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL EM MISTURAS ASFÁLTICAS NA PRENSA MTS 810 DO LAPAV	122

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: situação anteriormente ao ensaio	25
Figura 2: situação após o ensaio	25
Figura 3: TCB fora da trilha de rodas	25
Figura 4: evolução do TCB considerando pressão de inflação dos pneus de 120 e 150 psi e veículos com e sem sobrecarga	28
Figura 5: gráfico $p \times q$	29
Figura 6: tensão vertical gerada por pneu radial com 4 frisos	31
Figura 7: tensão vertical gerada por pneu radial com 5 frisos	31
Figura 8: distribuição das tensões vertical, longitudinal e lateral	32
Figura 9: área de contato do pneu	33
Figura 10: áreas e tensões de contato para diferentes pneus	33
Figura 11: diagrama $p \times q$ para ângulo de atrito interno de 40° e diferentes coesões	34
Figura 12: distribuição de tensões cisalhantes (kPa) no plano transversal em pneus radiais e carregamento uniforme	35
Figura 13: distribuição de tensões cisalhantes no plano horizontal	36
Figura 14: distribuição de tensões cisalhantes através da profundidade em diferentes situações de ligação entre camadas	37
Figura 15: gradientes térmicos em um dia de verão	40
Figura 16: gradientes térmicos em um dia de inverno	40
Figura 17: curvas granulométricas dos agregados	50
Figura 18: calibrador proporcional utilizado para determinação das partículas achatadas e alongadas	55
Figura 19: luva de poliuretano	63
Figura 20: célula para aplicação da tensão confinante	63
Figura 21: bomba hidráulica	63
Figura 22: despejo do óleo entre a luva e a célula	64
Figura 23: eliminação do ar	64

Figura 24: estrutura na prensa	66
Figura 25: corte esquemático da estrutura	66
Figura 26: variação da viscosidade em função da temperatura do ligante convencional – CAP 50/70	70
Figura 27: composição granulométrica da mistura densa graúda	71
Figura 28: composição granulométrica da mistura densa miúda	72
Figura 29: composição granulométrica da mistura densa graúda – Superpave	73
Figura 30: composição granulométrica da mistura densa miúda – Superpave	74
Figura 31: resultados de dosagem da mistura graúda	75
Figura 32: resultados de dosagem da mistura miúda	76
Figura 33: resultados ensaio compressão triaxial mistura graúda a 35°C - Análise 1	78
Figura 34: resultados ensaio compressão triaxial mistura graúda a 45°C - Análise 2	78
Figura 35: resultados ensaio compressão triaxial mistura miúda a 35°C - Análise 3	79
Figura 36: resultados ensaio compressão triaxial mistura miúda a 45°C - Análise 4	79
Figura 37: abaulamento lateral do CP	80
Figura 38: trinca no CP rompido	80
Figura 39: resultados de ensaios em CP de mistura miúda a 45°C com 300 kPa de confinamento e taxas de carregamento de 100 e 50 N/s	81
Figura 40: resultados de ensaios em CP de mistura miúda a 45°C com 300 kPa de confinamento e taxas de carregamento de 157 $\mu\text{m}/\text{min}$ e 50 N/s	82
Figura 41: diagrama p x q da mistura graúda	83
Figura 42: diagrama p x q da mistura miúda	83
Figura 43: envoltórias de ruptura	85
Figura 44: variação do MR com a temperatura	86
Figura 45: variação da RT com a temperatura	87
Figura 46: tensão vertical de contato ao longo da largura do pneu em diferentes pressões de inflação	89
Figura 47: tensão vertical de contato de um pneu com 48,5 kN de carga 720 kPa de pressão de inflação	89

Figura 48: área de contato	90
Figura 49: carregamento empregado na análise por elementos finitos	90
Figura 50: estrutura analisada	91
Figura 51: Condição 3 (dia de verão)	92
Figura 52: Condição 4 (dia de inverno)	92
Figura 53: exemplo da malha empregada nas Condições 3 e 4	93
Figura 54: tensões cisalhantes plano xz – Condição 1 (45°C)	94
Figura 55: tensões cisalhantes plano xz – Condição 2 (35°C)	94
Figura 56: tensões cisalhantes plano xz – Condição 3 (verão)	95
Figura 57: tensões cisalhantes plano xz – Condição 4 (inverno)	95
Figura 58: tensões cisalhantes plano xy – Condição 1 (45°C)	96
Figura 59: tensões cisalhantes plano xy – Condição 2 (35°C)	96
Figura 60: tensões cisalhantes plano xy – Condição 3 (verão)	97
Figura 61: tensões cisalhantes plano xy – Condição 4 (inverno)	97
Figura 62: tensões cisalhantes plano yz – Condição 1 (45°C)	98
Figura 63: tensões cisalhantes plano yz – Condição 2 (35°C)	98
Figura 64: tensões cisalhantes plano yz – Condição 3 (verão)	99
Figura 65: tensões cisalhantes plano yz – Condição 4 (inverno)	99
Figura 66: tensões cisalhantes na Condição 1 no plano yz	100

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: parâmetros de resistência de uma mistura asfáltica	42
Tabela 2: parâmetros de resistência de misturas SMA	43
Tabela 3: parâmetros de resistência de uma mistura asfáltica com ligante 60/85-E	44
Tabela 4: parâmetros de resistência de misturas asfálticas com diferentes ligantes	45
Tabela 5: resumo dos trabalhos estudados	45
Tabela 6: comparativo dos resultados dos ensaios de compressão triaxial	46
Tabela 7: propriedades do ligante convencional (CAP 50/70)	48
Tabela 8: características dos agregados	49
Tabela 9: distribuição granulométrica dos agregados	49
Tabela 10: faixas de viscosidade de mistura e de compactação para ligantes convencionais	51
Tabela 11: temperaturas de mistura e de compactação para laboratório	51
Tabela 12: requisitos das propriedades de consenso	54
Tabela 13: pontos de controle em função do tamanho máximo nominal	57
Tabela 14: níveis de projeto de mistura Superpave baseados no volume de tráfego	57
Tabela 15: número de giros baseados no volume de tráfego	59
Tabela 16: requerimentos volumétricos do Superpave	60
Tabela 17 resumo do espectro laboratorial da pesquisa	69
Tabela 18: massas específicas soltas e compactas	71
Tabela 19: composição granulométrica gráuda, miúda e Faixa C	72
Tabela 20: propriedades de consenso dos agregados	73
Tabela 21: massa específica real, massa específica aparente e absorção das composições granulométricas	74
Tabela 22: resultados Superpave mistura gráuda no teor de projeto	77
Tabela 23: resultados Superpave mistura miúda no teor de projeto	77
Tabela 24: carga de ruptura e tensão axial de ruptura	82

Tabela 25: resultados de coesão e ângulo de atrito	84
Tabela 26: resultados de MR e RT	86
Tabela 27: propriedades elásticas empregadas nas quatro condições	92
Tabela 28: tensões cisalhantes	101
Tabela 29: resistência ao cisalhamento	102

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

AASHTO: *American Association of State Highway and Transportation Officials*

ANP: Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis

ATP: afundamento plástico nas trilhas de rodas

C: carga vertical aplicada

c: coesão

CAP: Cimento Asfáltico de Petróleo

CP: corpo de prova

D: diâmetro do corpo de prova

DAER: Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem

DNER: Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

DNIT: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

F: carga de compressão de ruptura

G_{mb} : massa específica aparente da mistura

G_{mm} : massa específica máxima medida

H: altura do corpo de prova

ISC: Índice de Suporte Califórnia

IST: Índice de Susceptibilidade Térmica

LPAV: Laboratório de Pavimentação

LMD: Linha de Máxima Densidade

LVDT: *Linear Variable Displacement Transducer*

ME-PDG: *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide*

MR: Módulo de Resiliência

MTS: *Material Testing System*

N: número de passagens do eixo padrão

NBR: Norma Brasileira

N_{proj} : número de giros de projeto

PA: Ponto de Amolecimento

PEN: penetração

P_{le} : percentual de ligante estimado

P_{li} : percentual de ligante inicial

RBV: Relação Betume Vazios

RT: Resistência à tração

SIM: *Stress-In-Motion*

SMA: *Stone Matrix Asphalt*

SP: *spindle*

Superpave: *Superior Performing Asphalt Pavements*

TCB: trincamento de cima para baixo

TDC: *Top-Down Cracking*

TM: Tamanho Máximo

TMN: Tamanho Máximo Nominal

TMN*: Tamanho Máximo Nominal redefinido

UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

VAM: Vazios do Agregado Mineral

Vv: volume de vazios

Δ : deformação elástica ou resiliente

ϕ : ângulo de atrito interno

μ : coeficiente de Poisson

Δ : deformação elástica ou resiliente

σ : tensão normal na ruptura

σ_R : tensão de tração

τ : tensão cisalhante na ruptura

1 INTRODUÇÃO

É indiscutível que para que haja crescimento socioeconômico em um país são necessários meios de ligação entre áreas agrícolas, áreas industriais e centros urbanos, a fim de possibilitar transporte de produtos e de pessoas. Devido aos incentivos comerciais do governo para aquisição de veículos automotores e a eficiência e viabilidade econômica dos transportes através de rodovias, no Brasil, o modal rodoviário é o mais utilizado como meio de ligação entre diferentes regiões. Sendo assim, é de extrema importância estudos que visem melhorar o desempenho das rodovias, estando neste escopo os relacionados ao dimensionamento de pavimentos.

Em 1961 foi proposta pelo antigo Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER) uma metodologia empírica de dimensionamento de pavimentos flexíveis, baseada, fundamentalmente, no Índice de Suporte Califórnia (ISC) dos materiais e no número de passagens do eixo padrão no período de projeto (N). Desde sua concepção até o ano de 2006, esta metodologia sofreu algumas alterações, porém o ISC continuou sendo o parâmetro fundamental no dimensionamento.

Com o passar do tempo, devido o aumento do volume de tráfego e das cargas transportadas pelos veículos, defeitos que anteriormente não existiam ou que levavam anos para surgirem passaram a ser problemas prematuros nos pavimentos. Através de muitas pesquisas, foi observado que a utilização de métodos puramente empíricos para dimensionamento não contemplava parâmetros essenciais para o bom desempenho da estrutura, não sendo evitadas, portanto, uma série de patologias no revestimento. Desta forma, passou a se adotar métodos de dimensionamentos baseados em previsão de desempenho do tipo empírico-mecanísticos.

Os métodos empírico-mecanísticos são embasados nas propriedades mecânicas dos materiais que constituem as camadas do pavimento (solos, materiais granulares e misturas asfálticas), na forma como eles serão empregados em campo. Apesar de possuírem diversas correlações com mecanismos de degradação, muitos ainda não são considerados nestes métodos, como o caso, entre outros, da ruptura por cisalhamento do revestimento, a qual tem se tornado comum em pavimentos flexíveis. A ruptura por cisalhamento ocorre quando as tensões cisalhantes geradas pelas cargas do tráfego são superiores à resistência ao cisalhamento do material.

As excessivas tensões de cisalhamento geram o trincamento que inicia nas fibras superiores do revestimento e se propaga para baixo, denominado *top-down cracking*; já as excessivas deformações de cisalhamento resultam no afundamento nas trilhas de rodas. Dependendo do tipo da estrutura e do carregamento, ambos os problemas podem ocorrer já nos primeiros meses após a liberação ao tráfego. Logo, pode-se considerar que as tensões e deformações cisalhantes são um dos principais fatores que reduzem o desempenho dos pavimentos asfálticos.

Em qualquer projeto de Engenharia que envolva solos, a coesão (c) e o ângulo de atrito interno (ϕ) destes materiais são parâmetros básicos e fundamentais, entretanto, o mesmo não ocorre com os projetos que envolvam misturas asfálticas. Uma vez que a resistência ao cisalhamento não é dado de entrada necessário para dimensionamento de pavimentos, pouca ênfase tem se dado a ela. Sendo assim, na pesquisa relatada nesta dissertação buscou-se uma melhor compreensão sobre esta resistência.

O fato motivador para o desenvolvimento deste trabalho foram as rupturas por cisalhamento observadas em rodovias construídas no sul do País com camadas asfálticas espessas. Esse assunto foi objeto de estudo de Núñez et al. (2011) e Mattos (2014).

1.1 OBJETIVOS

Diante do exposto, os objetivos do trabalho estão classificados em principal e secundários e são apresentados nos próximos itens.

1.1.1 Objetivo principal

A pesquisa tem por objetivo principal a análise do efeito da mudança da curva granulométrica na resistência ao cisalhamento de misturas asfálticas, comparando os valores da resistência com as tensões cisalhantes geradas na modelagem por elementos finitos.

1.1.2 Objetivos secundários

Para alcançar o objetivo principal, os objetivos secundários propostos ao trabalho são:

- a) definição das duas curvas granulométricas, a partir da metodologia Bailey;
- b) definição dos teores de projeto das duas misturas asfálticas, a partir da metodologia Superpave;

- c) desenvolvimento de uma metodologia para execução do ensaio de compressão triaxial em misturas asfálticas, propondo velocidade de carregamento e níveis de tensões confinantes;
- d) avaliação do comportamento das misturas asfálticas a partir da teoria de ruptura de Mohr-Coulomb.

1.2 ESTRUTURA DO TRABALHO

A presente dissertação está estruturada em seis capítulos. Neste capítulo introdutório foi contextualizada e justificada a abordagem do assunto, destacando, além disso, os objetivos que foram propostos para o estudo.

No capítulo 2, denominado REVISÃO BIBLIOGRÁFICA, discorre-se sobre a resistência ao cisalhamento das misturas asfálticas, identificando os parâmetros e as propriedades que a influenciam e os problemas oriundos da falta de resistência em comparação às tensões geradas pelo tráfego. Também são relatadas algumas pesquisas em que foram realizados ensaios de compressão triaxial em concretos asfálticos.

No capítulo 3, intitulado MATERIAIS E MÉTODOS, são apresentadas a procedência e as características dos materiais utilizados na pesquisa. Também são apresentadas as metodologias laboratoriais empregadas para execução das misturas asfálticas e do ensaio de compressão triaxial.

No capítulo 4 é feita a APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS dos ensaios laboratoriais executados.

O capítulo 5 constitui-se da MODELAGEM POR ELEMENTOS FINITOS. Realizaram-se análises de estruturas de pavimento através do *software* Abaqus, visando verificar se haveria trincamento de cima para baixo em uma das misturas estudadas sob determinada condição de carregamento. Neste capítulo, além do método utilizado, são apresentados os resultados obtidos.

Por fim, no capítulo 6, CONCLUSÕES E SUGESTÕES, a partir dos resultados alcançados, são apresentadas as conclusões da pesquisa, expondo-se, ainda, algumas sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão apresentados alguns tipos de defeitos que têm sido observados nos pavimentos asfálticos brasileiros nos últimos anos devido à ruptura por cisalhamento de camadas asfálticas. Para maior compreensão deste fenômeno, será feita uma abordagem sobre resistência ao cisalhamento, discorrendo sobre o motivo pelo qual se pode empregar a teoria de Mohr-Coulomb em misturas asfálticas.

Também serão relatadas as causas deste tipo de ruptura nos concretos asfálticos e serão apresentados estudos sobre ângulo de atrito e coesão de algumas misturas.

2.1 DEFEITOS EM PAVIMENTOS RESULTANTES DA RUPTURA POR CISALHAMENTO

No Brasil, quando se dimensionam pavimentos flexíveis a partir de métodos empíricos, normalmente busca-se apenas proteger o subleito contra ruptura por cisalhamento e contra deformações permanentes excessivas. De modo geral, ao se empregar metodologias mecanísticas, além da análise da deformação permanente, é verificado se as camadas asfálticas não irão romper por fadiga durante o período de projeto. Procedem-se apenas estas verificações devido as restrições da teoria das camadas elásticas fortemente empregada.

Núñez et al. (2011) mencionam que desde a década de 1970 tem se dado maior ênfase à vida de fadiga dos pavimentos durante o projeto da estrutura. Isto porque, segundo Medina e Motta (2005), o trincamento por fadiga, em geral, é a principal falha dos pavimentos rodoviários brasileiros.

Entretanto, de acordo com Núñez et al. (2011), nos últimos anos outras formas de degradação – que não são consideradas na fase de dimensionamento – têm sido observadas precocemente nos revestimentos asfálticos, principalmente quando são espessos e estão sob ação de grande volume de tráfego. Dentre elas citam-se o afundamento plástico nas trilhas de rodas (ATP) resultante da deformação plástica da camada asfáltica e o trincamento que inicia no topo do revestimento e se propaga para baixo (trincamento de cima para baixo – TCB) também denominado *top-down cracking* (TDC).

O afundamento plástico é uma deformação irrecuperável causada pela fluência plástica de uma ou mais camadas do pavimento ou do subleito, acompanhada de levantamento lateral. Quando não há levantamento o afundamento é decorrente da consolidação diferencial (densificação) de uma ou mais camadas do pavimento ou do subleito e é denominado afundamento por consolidação (DNIT, 2003). Esse último não será objeto de estudo.

Bernucci et al. (2008) apontam como algumas causas do afundamento plástico excesso de ligante ou mistura com resistência inferior à carga solicitante. Neste mesmo sentido, McGennis et al. (1995) citam que este afundamento na camada asfáltica é decorrente de concretos asfálticos que possuem baixa resistência ao cisalhamento para suportar o carregamento pesado repetido.

Considerando-se pavimentos em que as camadas inferiores são menos deformáveis, tem-se claramente afundamento plástico na camada asfáltica. Por esse motivo, Novak et al. (2003) citam que este defeito ocorre estritamente na camada de concreto asfáltico.

O trincamento de cima para baixo é um mecanismo de degradação observado em pavimentos flexíveis de países com clima temperado (FREITAS et al., 2003). Este fenômeno foi descoberto há poucos anos. De acordo com o relatório elaborado por S&T (2012), referências na literatura datam do início da década de 2000.

As trincas que iniciam na parte de cima do revestimento e se propagam para baixo ocorrem longitudinal e/ou transversalmente às trilhas de rodas. Usualmente manifestam-se trincas longitudinais conectadas por pequenas trincas transversais (BALADI et al., 2002). Wang et al. (2003) relatam que não necessariamente o início da trinca seja na superfície, podendo iniciar a alguma profundidade abaixo dela. Isto porque, conforme expõem Kumar et al. (2003), Su et al. (2008) e Wang et al. (2012), a partir de análises computacionais, as maiores tensões não são geradas na superfície do pavimento e sim um pouco abaixo dela, sendo reduzidas com a profundidade.

As causas do TCB não são totalmente conhecidas, entretanto nota-se que este defeito surge principalmente em pavimentos com camadas asfálticas espessas e sob ação de excesso de carga. Citam-se como possíveis causas (S&T, 2012):

- a) elevadas tensões cisalhantes horizontais decorrentes do tráfego de veículos pesados;

- b) envelhecimento do ligante asfáltico;
- c) gradientes térmicos, causando diferenças de rigidez ao longo da profundidade da camada de revestimento;
- d) segregação dos agregados.

Quando o veículo se desloca sobre o pavimento com uma determinada carga, são induzidas tensões de compressão triaxial na superfície carregada e imediatamente abaixo da roda. Em decorrência, são geradas tensões transversais e longitudinais de cisalhamento. Su et al. (2008) acreditam que as tensões cisalhantes são um dos fatores mais críticos para o desenvolvimento de TCB. Através de análises numéricas, estes autores observam que as máximas tensões cisalhantes geradas pelo tráfego ocorrem sob a extremidade do pneu, e que a esta situação atrela-se o TCB.

Wang et al. (2003) mencionam que o TCB pode ser decorrente não apenas da tensão de cisalhamento, como também da tensão de tração. No mesmo sentido, Kumar et al. (2008) relatam que o excesso de deformação de tração na borda da área carregada induz à formação de TCB.

Para mostrar como as deformações de tração e de cisalhamento desenvolvem-se na microestrutura da mistura, Wang et al. (2003) expõem um método experimental baseado na análise de imagens de um corpo de prova (CP) de concreto asfáltico submetido à carregamento repetido em laboratório. O CP foi separado em subamostras, para que pudesse ser feita uma análise mais precisa. Cada subamostra foi fotografada anteriormente e após o número de passagens da carga para gerar o afundamento previsto. Nas figuras 1 e 2 são apresentadas as duas situações.

Observa-se que as partículas A e B deslizam uma sobre a outra e que as partículas C e D afastam-se. Segundo os autores, ambas as deformações contribuem para o desenvolvimento e propagação das trincas.

O trincamento *top-down* pode ocorrer nas trilhas de rodas, conforme já mencionado, ou ainda, segundo Svasdisant et al. (2002)¹ apud Freitas et al. (2003), fora dela. Isto acontece quando a

¹ SVASDISANT, T., ACHORSCH, M., BALADI, G.Y. AND PINYOSUNUN, S. Mechanistic analysis of top-down cracking in asphalt pavements. **Transportation Research Board Annual Meeting**. Washington, DC, 81. Proceedings CD-Room. 2002.

relação modular entre as camadas de revestimento e de base é muito grande. Para exemplificar esta situação, na figura 3 é apresentado um ponto afastado do carregamento onde são geradas tensões de tração devido à passagem da carga e consequente deformação do pavimento. Caso a tensão exceda a resistência da mistura, iniciará a trinca.

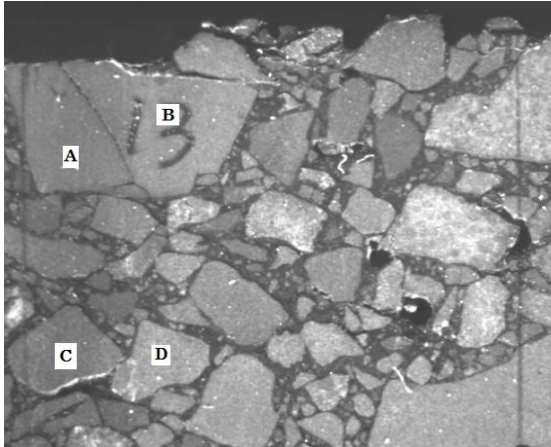


Figura 1: situação anteriormente ao ensaio (baseada em: WANG et al., 2003)

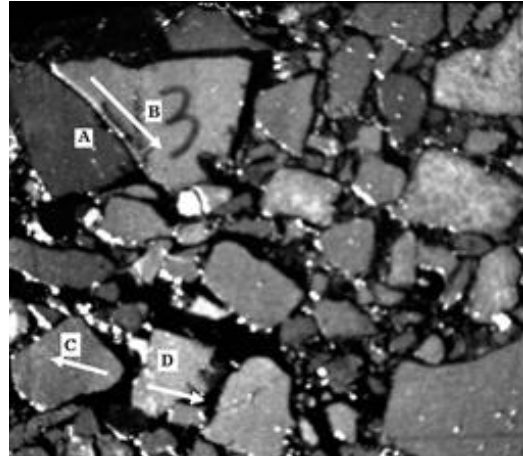


Figura 2: situação após o ensaio (baseada em: WANG et al., 2003)

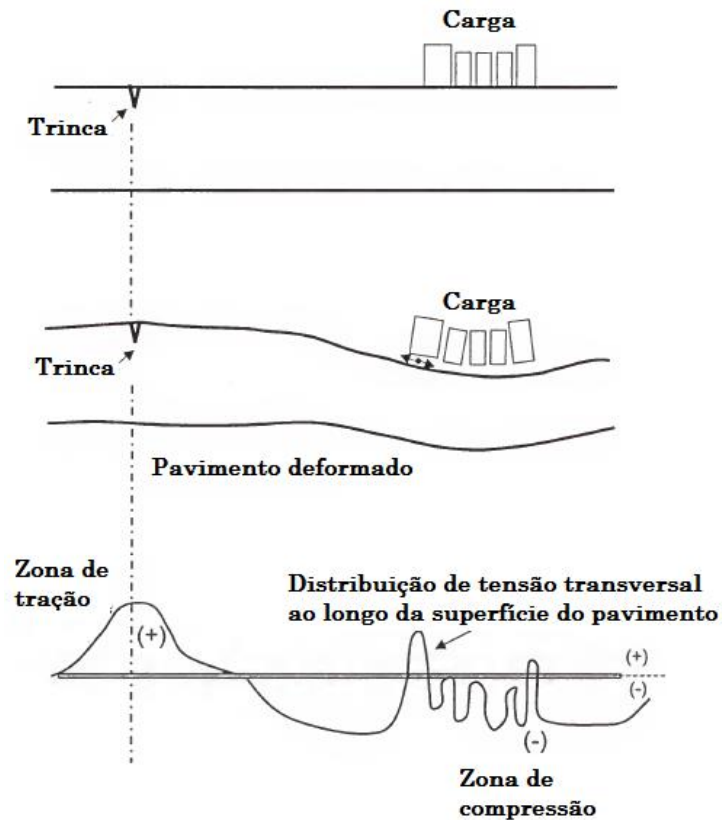


Figura 3: TCB fora da trilha de rodas (baseada em: MYERS, 2002)

A segunda causa mencionada para o TCB é o envelhecimento do ligante asfáltico. Esta reação muda a composição do material, resultando em enrijecimento da camada mais próxima à superfície e rompimento frágil quando em contato com pneu. Altas temperaturas, elevado volume de vazios e baixo teor de ligante potencializam o envelhecimento.

Myers e Roque (2001), através de análise por elementos finitos, apontam que pavimentos com gradientes térmicos (positivo ou negativo) apresentam maiores tensões de tração do que pavimentos com temperatura uniforme. Do mesmo modo, ao analisarem computacionalmente com o programa BISAR um pavimento solicitado por pressão uniformemente distribuída em área circular, Kumar et al. (2008) indicam maior magnitude de deformação de tração, a 1 cm da superfície, em camadas asfálticas com alto gradiente de temperatura se comparado a camadas com médio ou uniforme gradiente de temperatura. Wang e Al-Qadi (2010) mostram que camada asfáltica com temperatura não uniforme experimenta maiores tensões cisalhantes na superfície, principalmente quando o gradiente térmico é negativo (temperatura crescente com a profundidade).

De acordo com análises propostas por Su et al. (2008), a tensão cisalhante praticamente permanece constante para pavimentos com espessuras de camadas asfálticas variando de 10 a 30 cm. Portanto, o TCB não é atrelado ao simples aumento da espessura do revestimento e sim à maior amplitude térmica que camadas espessas possuem.

Freitas et al. (2004) citam que não apenas a segregação dos agregados faz com que surjam as trincas, mas também outros parâmetros de qualidade da produção da mistura como volume de vazios, teor e tipo de ligante e granulometria. Wang et al. (2003) mencionam o esqueleto dos agregados e a resistência do mástique como fatores que afetam o início do TCB.

Freitas et al. (2004) também indicam que altas temperaturas favorecem o aparecimento do trincamento. Esta mesma observação é feita por Myers (2002), o qual relata que as trincas nos pavimentos do Japão são decorrentes de altas temperaturas, por Wang et al. (2003), que não observaram o surgimento de trincas quando o ensaio foi executado a 25°C, contrapondo com o TCB observado na análise a 60°C e por Wang e Al-Qadi (2010), que verificaram maiores tensões cisalhantes na superfície do pavimento na análise por elementos finitos realizada simulando temperatura de 45°C do que na análise com 25°C. Nota-se que todas estas propriedades e condições influenciam na resistência ao cisalhamento da mistura.

Conforme relata S&T (2012), durante a fase inicial do surgimento das trincas não há prejuízos à estrutura, entretanto elas propiciam a penetração de água, que fica aprisionada e gera excesso de poro-pressão com a passagem dos veículos. Os autores ainda citam que se a trinca de propagar até a base pode haver geração de bombeamento de finos de camadas subjacentes ao revestimento, culminando em aparecimento de outros defeitos como panelas.

No trabalho realizado por S&T (2012) relata-se um estudo com o software ME-PDG (*Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide*) para comparar a evolução do TCB no pavimento da BR-290, trecho Osório-Porto Alegre, considerando veículos com e sem sobrecarga e pressão de inflação dos pneus de 120 e 150 psi. Para a condição sem sobrecarga, foi fixada a carga máxima legal brasileira com tolerância de 7,5%. Para a condição com sobrecarga, “os arquivos de *default* apresentados pelo ME-PDG sofreram as alterações seguintes” todas as cargas de eixo simples inferiores a 6.000 lb e todas as cargas de eixo tandem duplo inferiores a 10.000 lb foram consideradas como a máxima carga pesada nas balanças da rodovia (39.000 e 65.000 lb, respectivamente) e todas as cargas de eixo tandem triplo inferiores a 10.000 lb foram consideradas como 102.000 lb (maior carga de eixo tandem triplo considerada nos arquivos *default*). O revestimento asfáltico analisado possuía 8,0 cm de espessura.

Neste estudo foi verificado que o limite empregado pelos Estados Unidos de 189 m/km (1.000 ft/mi) de TCB seria atingido somente após 10 anos de uso da rodovia para veículos sem sobrecarga. Porém, na situação em que é considerada sobrecarga, o critério de aceitação seria alcançado aos 52 meses para pressão de inflação dos pneus de 120 psi e aos 44 meses para pressão de inflação de 150 psi. Outro fato que deve ser salientado é que quando há excesso de peso, logo após a abertura ao tráfego já são detectadas trincas. Na figura 4 são apresentados os gráficos que demonstram estas situações.

Desta forma, de acordo com o que foi apresentado, observa-se que a ruptura por cisalhamento é um fator que reduz o desempenho dos pavimentos asfálticos. Portanto, há necessidade de se compreender a resistência ao cisalhamento das misturas betuminosas.

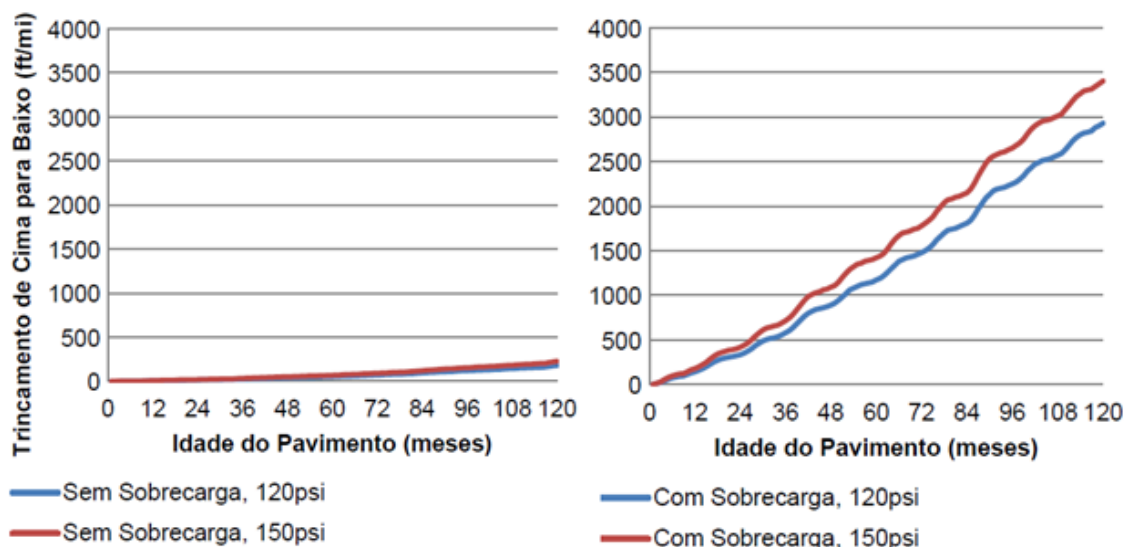


Figura 4: evolução do TCB considerando pressão de inflação dos pneus de 120 e 150 psi e veículos com e sem sobrecarga (baseada em: S&T, 2012)

2.2 TEORIA DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A forma mais empregada para se obter a resistência ao cisalhamento de um solo é através da teoria de Mohr-Columb.

A partir dos estados de tensões do material, traçam-se círculos de Mohr em um gráfico cuja abcissa é a tensão normal e ordenada é a tensão cisalhante. O centro do círculo localiza-se no ponto da abcissa $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$, sendo σ_1 e σ_3 respectivamente as tensões principais maior e menor, e o raio é dado por $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$. Por fim, de acordo com a teoria de Mohr, ajusta-se uma curva que tangencia os círculos.

Para facilitar a aplicação, a envoltória curva foi substituída por uma reta, aproximando-se da abordagem de Coulomb. Desta forma, a reta que tangencia os círculos de Mohr é denominada envoltória de resistência de Mohr-Coulomb, a qual é dada pela equação 1:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi \quad (\text{equação 1})$$

Onde:

τ = tensão cisalhante na ruptura;

c = intercepto coesivo;

σ = tensão normal na ruptura;

ϕ = ângulo de atrito interno.

Segundo a teoria de Mohr-Coulomb, a ruptura ocorre quando o círculo tangencia esta envoltória. Em outras palavras, quando o material é submetido a uma tensão cisalhante igual ou superior a sua resistência ao cisalhamento haverá ruptura.

Para plotar os resultados de uma série de ensaios, uma maneira alternativa é utilizar o gráfico cuja abcissa é p e a ordenada é q , onde p e q são respectivamente $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ e $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$. Os picos dos caminhos de tensão, que correspondem ao topo dos círculos de Mohr, são conectados por uma reta, denominada linha Kf (LAMBE; WHITMAN, 1979). Na figura 5 consta esta representação juntamente com as relações para encontrar c e ϕ .

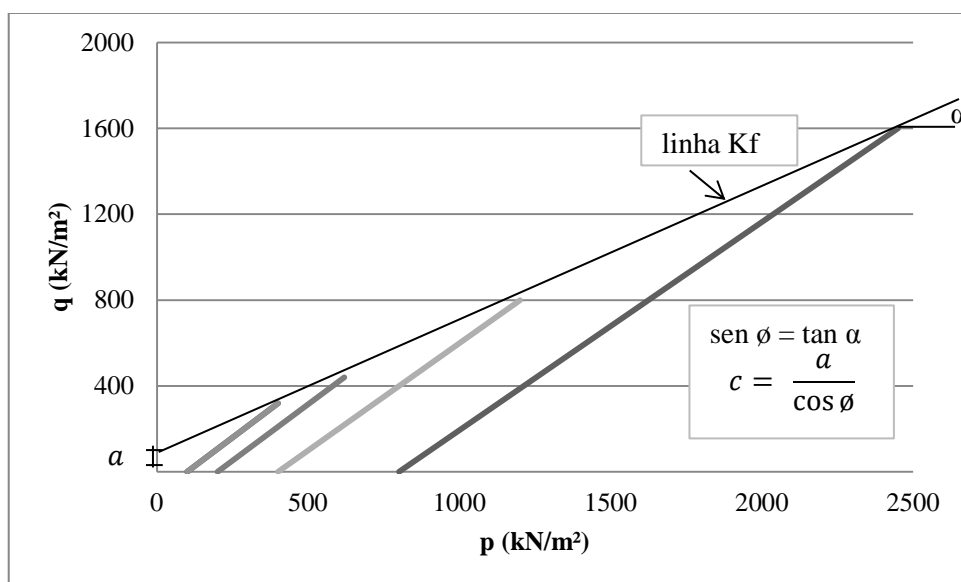


Figura 5: gráfico $p \times q$

De acordo com Goetz e Schaub (1959), os solos são compostos por partículas sólidas, água e ar. Da mesma forma, as misturas asfálticas são compostas por agregado, ligante e ar. Devido a esta analogia, os autores afirmam que é lógico aplicar teorias desenvolvidas para solos em misturas de agregado e betume. Utilizando este mesmo embasamento, Wang e Al-Qadi (2010) citam que em temperaturas intermediárias e elevadas, o concreto asfáltico pode ser modelado como um material que obedece aos critérios de Mohr-Coulomb, com propriedades friccionais e coesivas.

Novak et al. (2003) relatam que as misturas asfálticas têm sido modeladas como materiais que obedecem à teoria de Mohr-Coulomb. Tan et al. (1994) também afirmam que ensaios triaxiais são adequados para avaliar a resistência de misturas betuminosas, uma vez que o atrito e o intertravamento dos agregados estão ligados ao ângulo de atrito da mistura e que a coesão é função do ligante asfáltico e da mistura de finos.

Simulando as condições reais de aplicação de carga no pavimento, elevadas tensões cisalhantes, que induzem o TCB e o ATP, são geradas sob baixas tensões confinantes. A envoltória de ruptura para condições com baixo confinamento é curva. Sendo assim, é fundamental que sejam executados ensaios sob estados de tensão de baixo confinamento (e até mesmo de tração) para se encontrar as propriedades do concreto asfáltico (NOVAK et al. 2003).

2.3 FATORES QUE CAUSAM A RUPTURA POR CISALHAMENTO EM MISTURAS ASFÁLTICAS

Conforme Wang e Al-Qadi (2010), a ruptura por cisalhamento próxima à superfície do pavimento é originada principalmente devido às:

- a) tensões de contato entre pneu e pavimento;
- b) características da mistura asfáltica;
- c) condições ambientais as quais a mistura está submetida.

Nos próximos itens serão apresentados detalhes sobre estas três causas.

2.3.1 Contato entre pneu e pavimento

Os pneus de caminhões utilizados no passado possuíam alta rigidez nas paredes, o que favorecia a geração de carregamento vertical uniforme. Atualmente, visando maior economia de combustível, usam-se pneus radiais. Estes pneus resistem a maiores pressões de inflação e a maiores cargas, resultando em maior tensão aplicada no pavimento (NOVAK et al., 2003).

Análises realizadas por diversos autores mostram que as tensões de contato de pneus radiais não são uniformes, diferindo muito da condição empregada no dimensionamento de pavimentos, em que o carregamento vertical é uniforme em área circular. Com auxílio de

elementos finitos, Novak et al. (2003) analisaram as tensões verticais de dois pneus radiais, um com 4 ribs (sendo rib o friso do pneu) e outro com 5. A partir das figuras 6 e 7 nota-se a condição extremamente não uniforme de carregamento. Além disso, pode-se observar que a tensão de contato gerada não corresponde à pressão de inflação (que neste caso era 794 kPa); configuração que também é empregada nos métodos de dimensionamento.

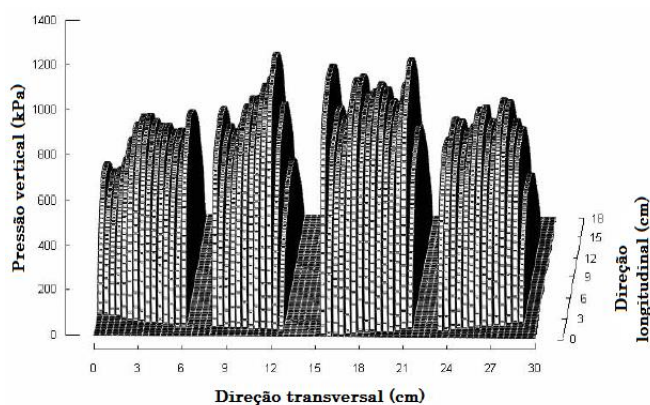


Figura 6: tensão vertical gerada por pneu radial com 4 frisos (baseada em: NOVAK et al., 2003)

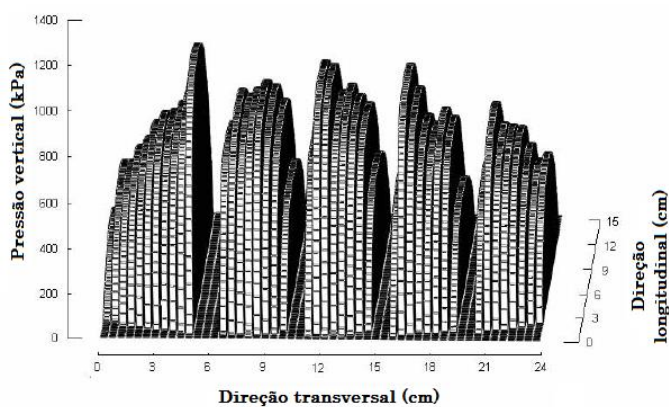


Figura 7: tensão vertical gerada por pneu radial com 5 frisos (baseada em: NOVAK et al., 2003)

Da mesma forma, no estudo realizado por De Beer et al. (2004c), com um sistema de medição de tensões em movimento (SIM – Stress-In-Motion), é apresentado que as tensões verticais de contato de pneus de veículos pesados não são uniformes. Os autores mencionam que para grandes cargas e/ou baixas pressões de inflação a forma de distribuição de tensões verticais se assemelha a letra “m” (com maiores tensões nas bordas do pneu), enquanto que para carregamentos normais e pressões de inflação corretas a forma se assemelha a letra “n”, com maiores tensões no centro.

Na figura 8, adaptada do trabalho de De Beer et al. (2004a), são apresentadas as duas formas de distribuição de tensões verticais (letras “n” e “m”) para três casos distintos (pouca carga – 20 kN, sobre carga – 35 kN e excesso de sobre carga – 50 kN), todos com pressão de inflação de 720 kPa. Estes gráficos foram gerados pelo SIM utilizando um pneu de caminhão de simulador de veículo pesado com velocidade de 1,08 km/h. Também são apresentadas as distribuições das tensões laterais e longitudinais e destacadas as máximas tensões. Nota-se que aumentando a carga de 20 para 50 kN há um acréscimo de 56% da tensão vertical, 106% da tensão longitudinal e 37% da tensão lateral.

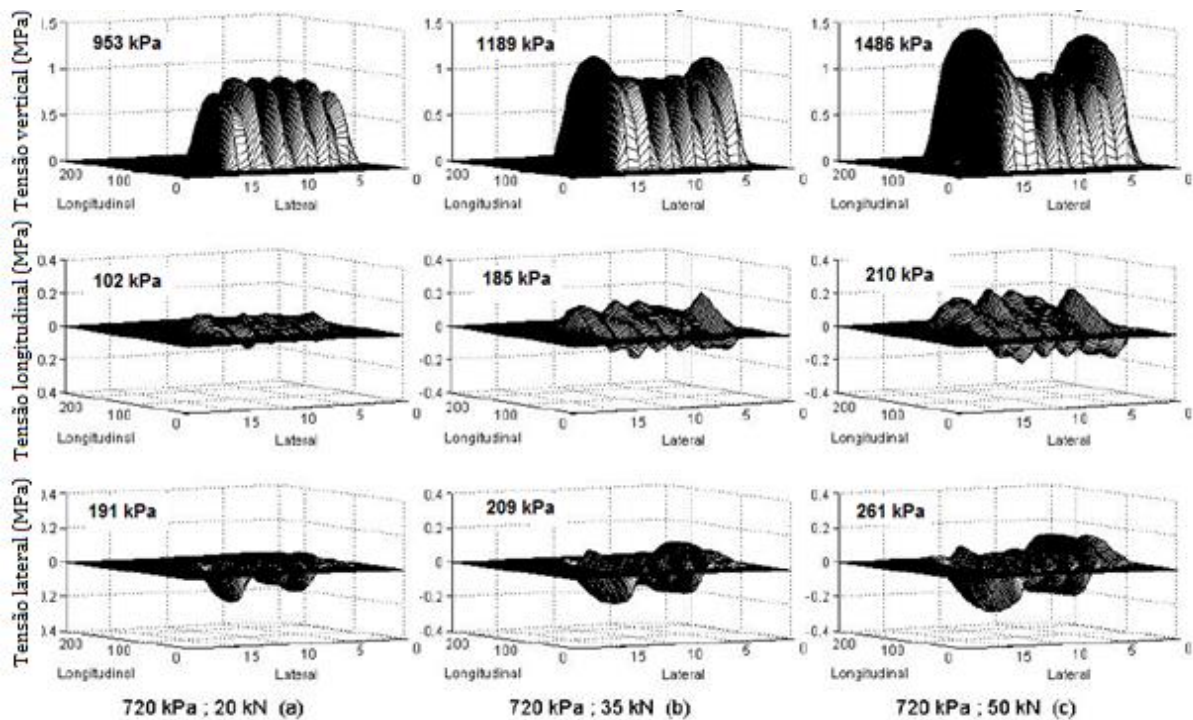


Figura 8: distribuição das tensões vertical, longitudinal e lateral (baseada em: DE BEER et al., 2004a)

Na figura 9 é apresentada a área de contato do pneu (*footprint*) para cada uma das situações analisadas na figura 8 (20, 35 e 50 kN de carga). Observa-se que a forma se assemelha a uma elipse nas três condições, porém quanto maior a carga aplicada, mais esticada a elipse.

Conforme expõe a figura 10, Parry et al. (2001) propuseram imagens da área de contato e da distribuição da tensão para diferentes condições de carregamento e de pneus. Mais uma vez os autores identificaram que a tensão de contato não é uniforme e difere da pressão de inflação. Além disso, também se observa que a área de contato se assemelha mais a uma elipse, ao invés de um círculo.

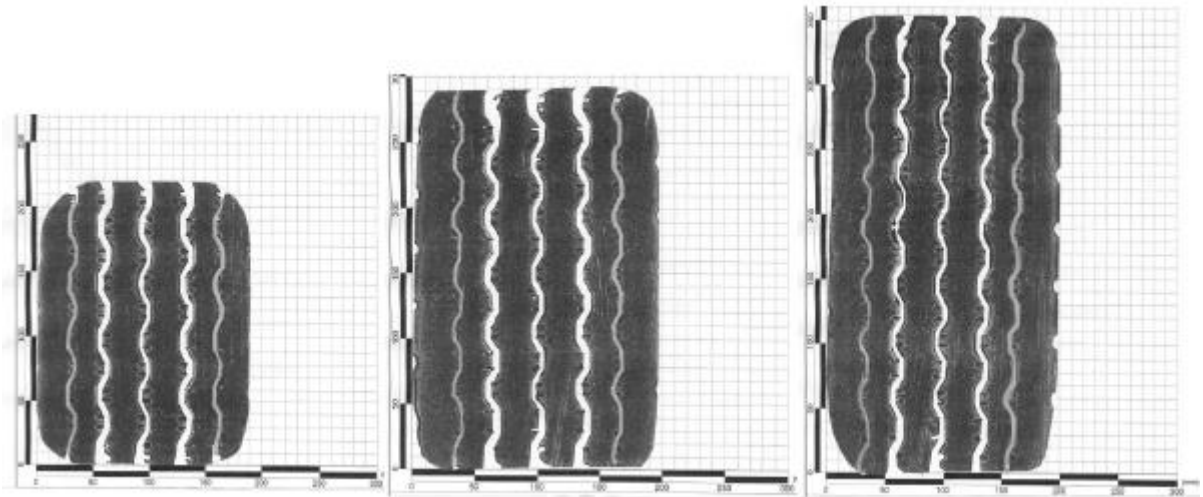


Figura 9: área de contato do pneu (DE BEER et al., 2004b)

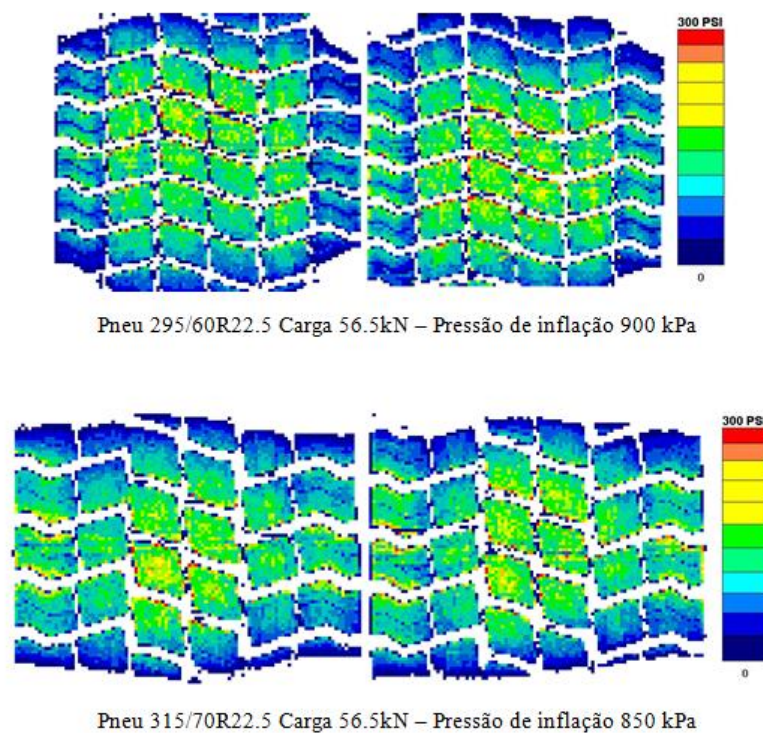


Figura 10: áreas e tensões de contato para diferentes pneus (baseada em: PARRY et al., 2001)

Ainda para verificar as diferenças entre estados de tensões produzidos por carregamento uniforme ou por pneus radiais, Novak et al. (2003), através de análises numéricas, consideraram valores de coesão de 140 e 200 kPa e ângulo de atrito de 20 e 40° para a mistura asfáltica. Na figura 11 é apresentado o diagrama p versus q para três carregamentos. Ressalta-

se que os dados obtidos diretamente no gráfico devem ser transformados em ϕ e c a partir das equações constantes na figura 5.

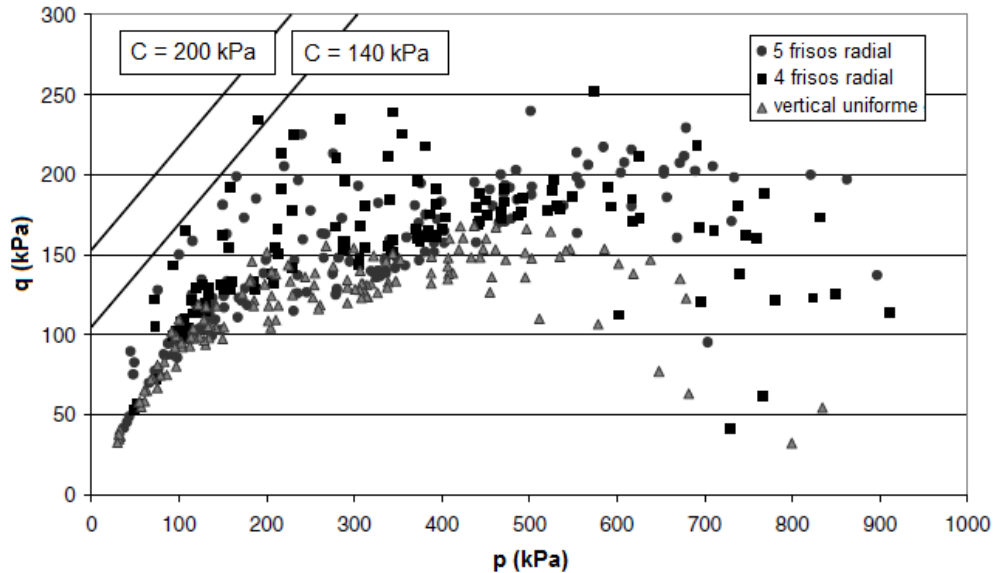


Figura 11: diagrama $p \times q$ para ângulo de atrito interno de 40° e diferentes coesões (baseada em: NOVAK et al., 2003)

Neste gráfico é mostrado que as condições de carregamento com pneus radiais produzem estados de tensão que são mais próximos da envoltória de ruptura do que os produzidos por cargas verticais distribuídas uniformemente em áreas circulares. Sendo assim, se fosse considerado carregamento uniforme o risco de ruptura seria subestimado. Esta mesma observação é feita por Wang e Al-Qadi (2010), os quais enfatizam que tal situação é mais crítica em altas temperaturas.

No intuito de verificar a diferença das tensões cisalhantes geradas por pneus radiais e carregamento uniforme, Novak et al. (2003) propuseram uma análise computacional. Na figura 12 são mostradas a magnitude e a direção das tensões cisalhantes em um plano transversal. A direção do vetor tensão é aquela que possui um menor ângulo entre a máxima tensão cisalhante e a horizontal. Percebe-se que a magnitude das tensões sob pneus radiais é até 50% superior àquela gerada pelo carregamento uniforme. Observa-se também a diferença de distribuição dos vetores na área carregada.

Através desta figura pode ser visto que as máximas tensões cisalhantes são geradas sob os sulcos entre frisos adjacentes e sob a borda da área carregada. A mesma observação é feita por

Wang e Al-Qadi (2010), os quais relatam que nestes pontos são geradas as menores tensões confinantes.

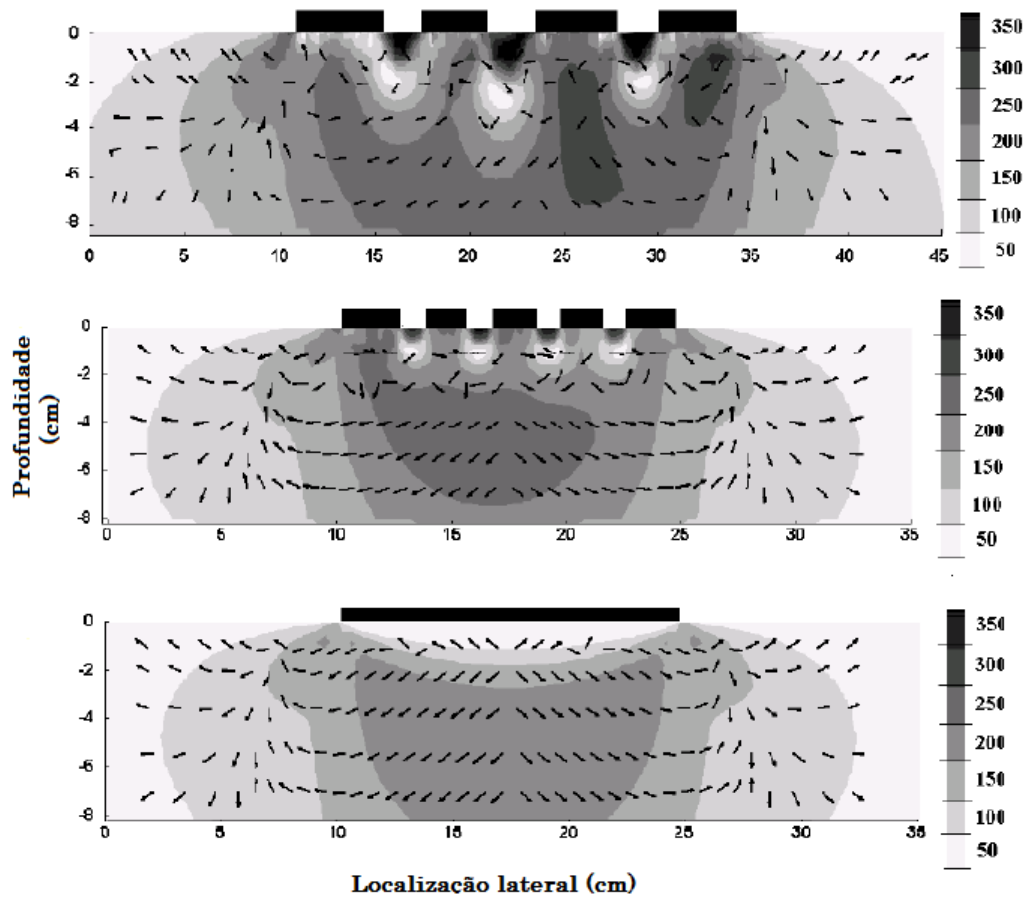


Figura 12: distribuição de tensões cisalhantes (kPa) no plano transversal em pneus radiais e carregamento uniforme (baseada em: NOVAK et al., 2003)

Para avaliar a influência da pressão de inflação e da carga dos pneus na tensão cisalhante, Su et al. (2008) analisaram três condições diferentes de carregamentos em uma estrutura composta por camadas asfálticas sobre camada de base de agregado estabilizado por cimento. Foram testadas as condições de 0,60, 0,81 e 1,05 MPa de pressão de inflação e 25 e 50 kN de carga, conforme apresentado na figura 13.

Como pode ser visto nesta figura, a condição de carregamento influi nas tensões cisalhantes horizontais. A maior tensão cisalhante é gerada sob a borda do pneu na condição de excesso de carga e de carga normal (com pressão de inflação normal). Na configuração com excesso de pressão, as tensões no centro e na borda do pneu são praticamente iguais (SU et al., 2008).

Uma vez que o TCB é gerado na borda da área carregada, o aumento da carga dos veículos é mais prejudicial para o desenvolvimento deste defeito.

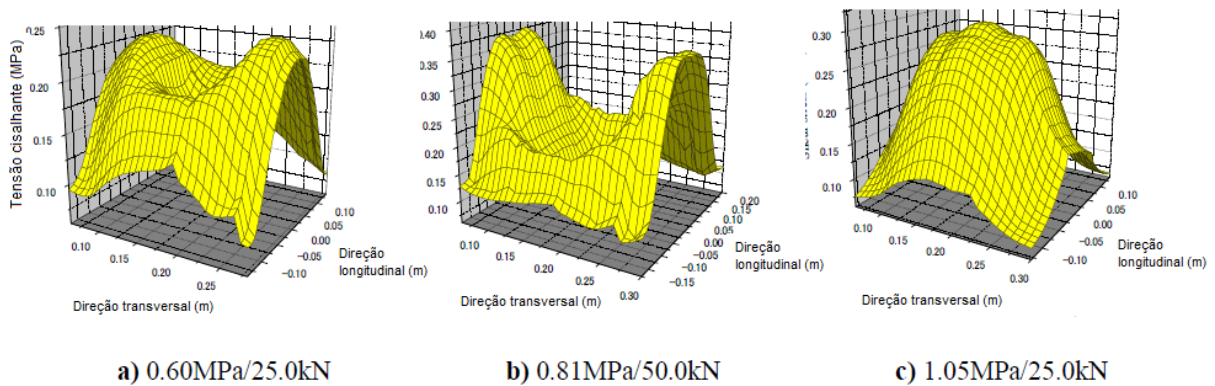


Figura 13: distribuição de tensões cisalhantes no plano horizontal (SU et al. 2008)

Outro fator que influi na distribuição de tensões no pavimento é a ligação entre camadas de revestimento e de base. Su et al. (2008) analisaram as tensões de cisalhamento ao longo da profundidade do pavimento nas situações com e sem aderência entre estas camadas. Com base na figura 14, pode-se observar que na situação sem aderência são geradas maiores tensões. Desta forma, ligação deficiente entre camadas pode induzir tensões que não foram previstas durante a fase de dimensionamento.

Wang e Al-Qadi (2010) informam que a falta de aderência entre camadas asfálticas também induzem altas tensões cisalhantes no pavimento em baixas tensões confinantes.

Conforme apresentado, as considerações utilizadas para dimensionamento e avaliação do comportamento dos pavimentos resultam em situações diferentes e muitas vezes menos agressivas que a real. Esta divergência é mais acentuada próximo à superfície, onde o efeito da interação pneu-pavimento é maior. Portanto, para um bom desempenho da estrutura, é necessário considerar o estado multiaxial de tensões.

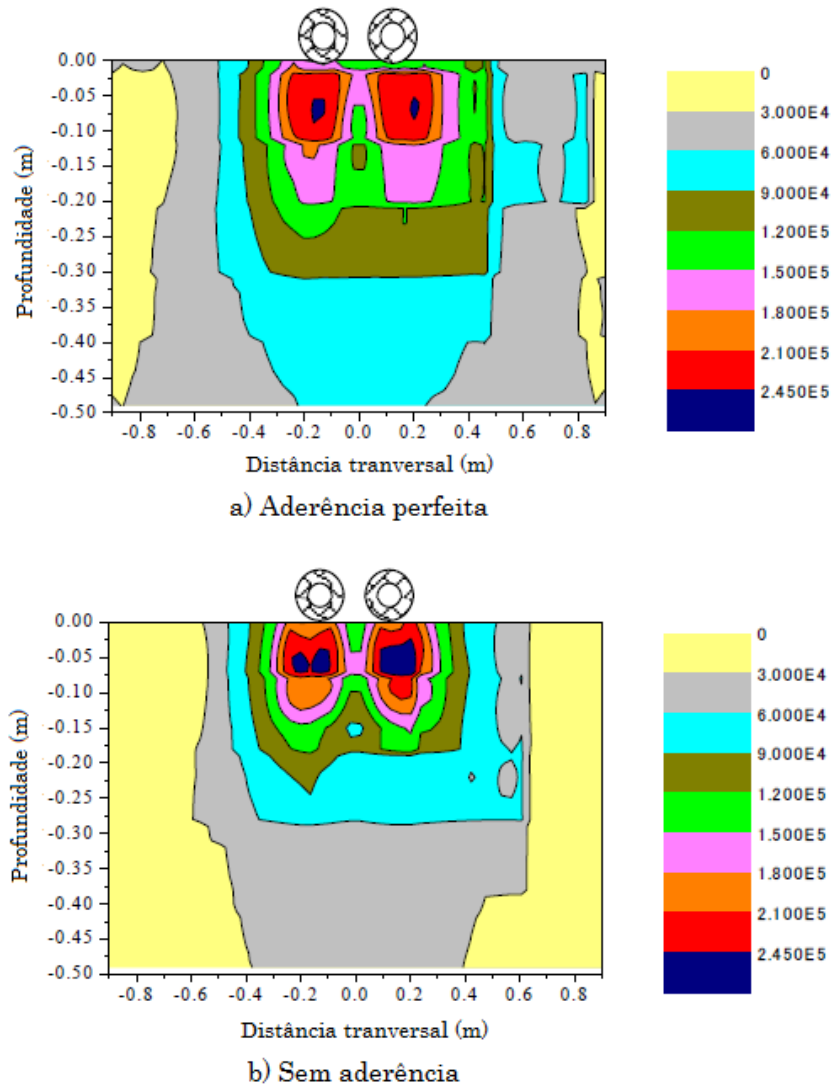


Figura 14: distribuição de tensões cisalhantes através da profundidade em diferentes situações de ligação entre camadas (baseada em: SU et al., 2008)

2.3.2 Propriedades da mistura asfáltica

Conforme já relatado, a resistência ao cisalhamento das misturas asfálticas é dependente do agregado mineral e do ligante.

Quando a massa de agregado é carregada, um plano cisalhante desenvolve-se e as partículas deslizam ou cisalham umas sobre as outras. Os agregados possuem pouca coesão, portanto a resistência ao cisalhamento está ligada à oposição ao movimento, ou ao ângulo de atrito interno entre as partículas (ASPHALT INSTITUTE, 2001).

Para aumentar o ângulo do atrito, é necessário que a mistura dos agregados possua graduação e compactidade adequadas, viabilizando o contato entre partículas. Além disso, as características dos grãos também são importantes (*ASPHALT INSTITUTE*, 2001; *GOUVEIA*, 2002):

- a) partículas angulares e rugosas tendem a se intertravar;
- b) partículas rugosas promovem melhor interface para união entre ligante e agregado;
- c) materiais granulares grosseiros possuem maior ângulo de atrito que materiais finos.

Neste sentido, alguns métodos de dosagem de misturas asfálticas especificam porcentagem mínima de partículas graúdas com faces fraturadas, para aumentar o travamento, e limitam a quantidade de areia natural, visto que este material tende a ser arredondado (*ASPHALT INSTITUTE*, 2001).

Apesar de nos métodos de dimensionamento o ligante asfáltico ser considerado com propriedades elásticas, ele é um material adesivo termoviscoplastico, o qual confere coesão em temperaturas baixas e intermediárias. Ligantes modificados por polímeros possuem maior coesividade e adesão entre asfalto-agregado. Desta forma, o emprego destes materiais é uma alternativa para aumentar a resistência ao cisalhamento das misturas.

Além do tipo, o teor de ligante também possui papel importante, uma vez que o volume de vazios está relacionado a ele. Freitas et al. (2004) relatam que o aumento da porosidade (ou do volume de vazios) faz com que aumente a velocidade para ocorrência da primeira trinca por cisalhamento. Este fato também foi observado no estudo desenvolvido por S&T (2012), no qual é relatado que misturas com menor teor de ligante possuem evolução do trincamento mais rápida que misturas com maior teor.

Wang et al. (2003) citam que a resistência do mástique também é um fator importante para a resistência ao cisalhamento. Segundo Bardini et al. (2010), esta propriedade está relacionada “às características do ligante asfáltico, às propriedades do fíler e à interação físico-química entre os dois, que é afetada, principalmente, pela finura e características de superfície do fíler”. Estes autores ainda afirmam que o fíler aumenta a espessura e encorpa o ligante, aumentando sua viscosidade. Sendo assim, há aumento do ponto de amolecimento,

diminuição da suscetibilidade térmica, aumento da resistência aos esforços de cisalhamento, do módulo de rigidez e da resistência à tração na flexão.

2.3.3 Condições climáticas

As condições climáticas têm efeito significativo no desempenho de pavimentos flexíveis, uma vez que, conforme já mencionado, o ligante é um material visco-elasto-plástico, sensível à temperatura. Segundo Novak et al. (2003), em temperaturas elevadas as misturas asfálticas comportam-se como material granular, devido a redução da viscosidade do ligante asfáltico, que acaba reduzindo a coesão do sistema.

No estudo apresentado por Tan et al. (1994), elevando a temperatura do ensaio de 40 para 60°C a coesão da mistura reduz de 500 para 180 kN/m². Sendo assim, empregar ligantes modificados, que são menos sensíveis à variação da temperatura e possuem maior viscosidade se comparado a ligantes convencionais, minimizaria a perda de resistência devido ao aumento de temperatura.

De acordo com o *Asphalt Institute* (2001), outra alternativa para reduzir a perda de resistência ao cisalhamento da mistura é empregar cimento asfáltico de petróleo (CAP) mais duro, que comporta-se como um sólido elástico em altas temperaturas. Desta forma, após a passagem da carga ele volta a sua posição original ao invés de deformar-se.

Cabe ressaltar que, conforme relatado por Tan et al. (1994), o ângulo de atrito da mistura é função apenas do intertravamento das partículas, sendo portanto, independente das condições ambientais.

Dependendo do local onde for empregada a mistura, devido à variação de temperatura ao longo do dia, haverá diferenças de rigidez (módulo de resiliência) na camada asfáltica, conforme apresenta Vassoler et al. (2011). Os autores relatam que um gradiente de temperatura de 5°C pode resultar em uma variação da rigidez da ordem de 70%.

Nesta mesma linha de pesquisa, Núñez et al.(2003) mediram temperaturas no interior do revestimento asfáltico, cuja espessura era 9 cm, numa pista experimental em Porto Alegre. Além disso, os dados de temperatura do ar também foram coletados. Os resultados para um dia típico de verão e de inverno encontram-se, respectivamente, nas figuras 15 e 16.

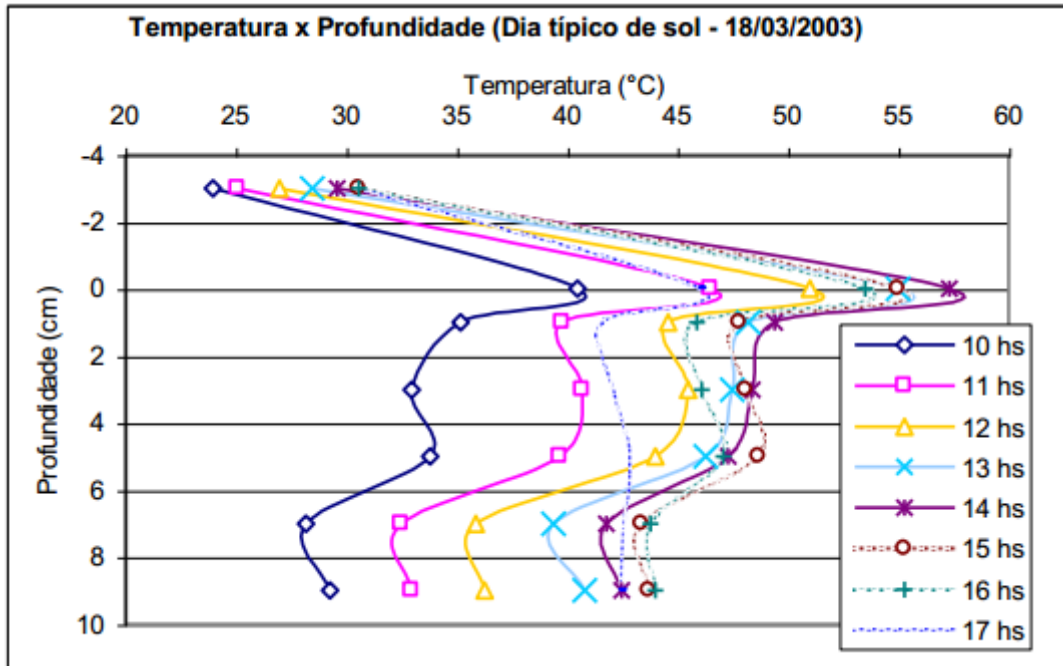


Figura 15: gradientes térmicos em um dia de verão (Núñez et al., 2003)

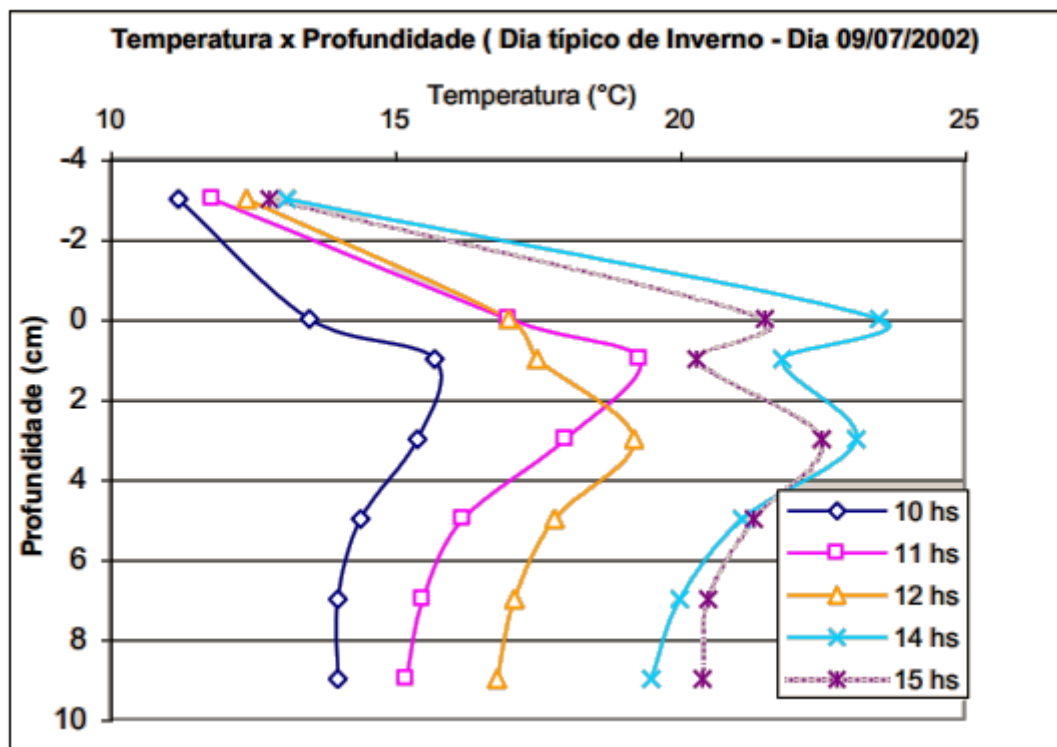


Figura 16: gradientes térmicos em um dia de inverno (Núñez et al., 2003)

Conforme os autores, “[...] no dia de verão a máxima temperatura na superfície (57,3°C às 14 horas) foi quase o dobro da temperatura do ar (29,6°C). A máxima temperatura a 5 cm de profundidade foi registrada uma hora mais tarde (48,7°C às 15 horas), enquanto que a 9 cm a máxima foi registrada duas horas mais tarde (44°C às 16 horas)”. Já no dia de inverno “[...] observam-se na superfície e às profundidades de 5 cm e 9 cm, gradientes térmicos da ordem de 10°C 7,0°C e 6,5°C, respectivamente.”.

Sendo assim, como o módulo de resiliência da mistura varia em função da temperatura, o uso do módulo constante do revestimento asfáltico na análise de pavimentos produz resultados distintos da realidade.

2.4 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DE MISTURAS ASFÁLTICAS NA LITERATURA E ENSAIOS TRIAXIAIS

Tan et al. (1994) realizaram ensaios de compressão triaxial em uma mistura de agregado granítico e ligante asfáltico (cuja faixa de penetração encontrava-se entre 60 e 70 décimos de mm). Os CP ensaiados, os quais possuíam 10,0 cm de diâmetro e 20,0 cm de altura, foram compactados a partir de aplicação de pressão estática, visando massa específica uniforme ao longo da profundidade. Além disso, as extremidades foram niveladas com argamassa de cimento.

O equipamento empregado foi o mesmo utilizado em ensaios com solos, apenas o sistema de controle de temperatura foi alterado.

Para execução dos ensaios, foram aplicadas oito tensões confinantes distintas, variando de 0 a 400 kPa. Três CP foram ensaiados para cada tensão confinante. As temperaturas de ensaio variaram de 40 a 60°C e a velocidade de carregamento foi 50,8 mm/min. A carga aplicada e o deslocamento vertical foram registrados continuamente por um sistema de aquisição de dados. Os resultados de coesão e de ângulo de atrito constam na tabela 1.

Estes resultados demonstram que a coesão é fortemente dependente da temperatura, enquanto que o ângulo de atrito não é afetado. Os autores ainda realizaram o ensaio a 40°C alterando a taxa de deformação e verificaram que a coesão aumenta com o aumento dela e novamente o ângulo de atrito pouco altera.

Tabela 1: parâmetros de resistência de uma mistura asfáltica

Temperatura	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)
40°C	500	44
45°C	350	43
50°C	240	43
55°C	200	43
60°C	180	43

(Fonte: Tan et al., 1994)

Pellinen et al. (2004) realizaram ensaios triaxiais e aplicaram a teoria de ruptura de Mohr-Coulomb para obter os parâmetros de resistência de uma mistura asfáltica com diferentes volumes de vazios. A dosagem da mistura foi realizada pelo Superpave, obtendo teor de ligante PG 70-22 de 6,0%.

Neste estudo os CP ensaiados possuíam 10,0 cm de diâmetro e 15,0 cm de altura, sendo extraídos dos CP moldados no compactador giratório. Para o ensaio, foram utilizadas tensões confinantes de 0, 138, 276 e 414 kPa, temperatura de 55°C e taxa de carregamento de 50 mm/min. Os CP foram carregados até atingir 30% de deformação axial.

Para 4,0% de volume de vazios, a coesão obtida foi 374 kPa e ângulo de atrito 35,8°. Os autores relatam que a coesão decresce com o aumento do volume de vazios, confirmado que a viscosidade do ligante é a fonte de coesão em misturas asfálticas. O comportamento do ângulo de atrito em função do volume de vazios não ficou claro.

Bindu e Beena (2013) realizaram os ensaios com CP de 10,0 cm de diâmetro e 15,0 cm de altura. Baseado no trabalho de Pellinen et al. (2004), a velocidade de carregamento foi 50,8 mm/min, a qual é a utilizada para ensaios de Estabilidade e Fluência *Marshall*. As tensões confinantes aplicadas foram 0, 50, 75 e 100 kPa e a temperatura de ensaio foi 60°C.

O objetivo do trabalho era investigar o efeito da adição de resíduo plástico na resistência de uma mistura SMA (*Stone Matrix Asphalt*), comparando com uma mistura SMA de referência e uma SMA com adição de polipropileno. Cabe ressaltar que o teor de ligante das três

misturas foi o teor de projeto da mistura de referência. Os resultados dos parâmetros de resistência ao cisalhamento são apresentados na tabela 2.

Tabela 2: parâmetros de resistência de misturas SMA

Mistura	Temperatura	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)
Resíduo plástico	60°C	145,55	35,6
Polipropileno		139,52	35,6
Referência		109,06	35,0

(Fonte: Bindu e Beena, 2013)

Observou-se que as misturas estabilizadas possuem maior coesão se comparadas à mistura de referência, entretanto as três possuem ângulos de atrito parecidos. Segundo os autores, o ligeiro aumento no ângulo de atrito das misturas com modificadores pode ser devido à influência do aumento da coesão.

Núñez et al. (2011) realizaram ensaios de compressão triaxial em CP extraídos do revestimento asfáltico de uma rodovia do Sul do País, com o objetivo de encontrar os parâmetros de resistência da mistura. Os CP possuíam 10 cm de altura e o ensaio foi executado a 25°C.

Com a envoltória de Mohr-Coulomb, obteve-se coesão de 480 kPa e ângulo de atrito de 45,65°. Os autores ressaltam que apesar da mistura utilizada ser composta por ligante convencional (CAP 50/70), os resultados foram semelhantes aos relatados na bibliografia, mesmo que a maioria dos dados corresponda a misturas com ligantes asfálticos modificados por polímeros.

No intuito de verificar a resistência ao cisalhamento de misturas asfálticas empregando ligante 60/85-E, Mattos (2014) ensaiou amostras com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura, as quais foram extraídas do miolo dos CP moldados no compactador giratório. Para se obter as tensões confinantes de ensaio, foi empregado o *software* Everstress simulando as condições de campo. As tensões confinantes foram 200, 400 e 800 kPa.

Novamente foi verificado que o aumento do volume de vazios e da temperatura reduz a coesão. Os resultados são apresentados na tabela 3.

Tabela 3: parâmetros de resistência de uma mistura asfáltica com ligante 60/85-E

Temperatura	Volume de Vazios (%)	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)
25°C	2	1153	45
25°C	4	1006	40
25°C	6	590	49
40°C	4	721	40

(Fonte: Mattos, 2014)

Witczak et al. (2002) mencionam a norma AASHTO T167 (*Standard Test Method for Compressive Strength of Bituminous Mixtures*) para se obter a resistência à compressão simples da mistura, e sugerem a aplicação de tensão confinante para que seja delimitada a envoltória de ruptura. As normas AASHTO T167 e ASTM D 1074 indicam que a taxa uniforme de deformação vertical deve ser 0,05 in/min.in (0,05 mm/min.mm) de altura.

Neste trabalho se utilizou novamente CP de 10 x 15 cm extraídos de CP moldados no compactador giratório. As temperaturas foram 37,8 e 54,4°C, as tensões confinantes 0, 138, 276 e 414 kPa e a taxa de deformação 0,05 in/in/min (1,27 mm/mm/min)².

A metodologia proposta por Witczak et al. (2002) foi empregada por Kaloush et al. (2010). O ensaio foi conduzido a 37,8°C. Neste estudo foi observado que uma mistura de referência, uma com ligante modificado por polímero e outra com ligante modificado por borracha possuem ângulo de atrito similar; já a coesão possui significativa diferença. Os dados constam na tabela 4.

De acordo com Witczak et al. (2002), o ângulo de atrito de misturas asfálticas varia de 35 a 48° e a coesão de 34 a 241 kPa. Observa-se que o ângulo de atrito encontrado pelos diversos trabalhos fica no intervalo proposto, entretanto a coesão não. Isto porque, conforme já mencionado, a coesão depende do tipo de ligante, da temperatura de ensaio e da velocidade de aplicação de carregamento.

² Nota-se que as taxas de deformação apresentadas não são equivalentes. Possivelmente houve um equívoco gráfico de conversão direta das unidades.

Tabela 4: parâmetros de resistência de misturas asfálticas com diferentes ligantes

Mistura	Temperatura	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)
Ligante com polímero	37,8°C	250	38,7
Ligante com borracha		207	35,7
Ligante referência		160	37,2

(Fonte: Kaloush et al., 2010)

Um resumo dos procedimentos empregados pelos trabalhos abordados é dado na tabela 5 e um comparativo dos resultados é apresentado na tabela 6.

Tabela 5: resumo dos trabalhos estudados

Trabalho	Velocidade de carregamento	Diâmetro x Altura (cm)	Tensão confinante (kPa)
Tan et al. (1994)	50,8 mm/min	10 x 20	0 a 400
Pellinen et al. (2004)	50,0 mm/min	10 x 15 (extraído)	0, 138, 276 e 414
Bindu e Beena (2013)	50,8 mm/min	10 x 15	0, 50, 75 e 100
Mattos (2014)	50 N/s	5 x 10 (extraído)	200, 400 e 800
Witczak et al. (2002) Kaloush et al. (2010)	0,05 in/in/min (1,27 mm/mm/min) ³	10 x 15 (extraído)	0, 138, 276 e 414

³ Vide nota de rodapé n° 2.

Tabela 6: comparativo dos resultados dos ensaios de compressão triaxial

Trabalho	Ligante		Vv (%)	Temperatura (°C)	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)
	Tipo	Teor (%)				
Tan et al. (1994)	Penetração 60/70	5,5	-	40	500	44,0
				45	350	43,0
				50	240	
				55	200	
				60	180	
Pellinen et al. (2004)	PG 70-22	6,0	13,0	55	168	35,9
			8,0		202	43,0
			4,0		374	35,8
			0,0		452	36,5
Bindu e Beena (2013)	Sem aditivo	6,42	-	60	109,06	35,0
	Resíduo plástico				145,55	35,6
	Polipropileno				139,52	35,6
Mattos (2014)	60/85-E	4,7	6,0	25	590	49
			4,0		1006	40
			2,0		1153	45
			4,0	40	721	40
Kaloush et al. (2010)	Sem aditivo (ABS 16 70/100)	5,9	3,21 – 5,36	37,8	160	37,2
	Polímero (ABS 16 Nypol 50/100-75)	5,9	3,68 – 4,47		250	38,7
	Borracha (GAP 16)	8,7	2,04 – 2,60		207	35,7

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Nos próximos itens serão descritos os materiais empregados na pesquisa, a metodologia adotada para execução das misturas asfálticas e dos ensaios para análise das propriedades volumétricas e mecânicas, além de um resumo do procedimento experimental.

3.1 MATERIAIS

Os dois itens que seguem abordam as características dos materiais usados no estudo, sendo eles, ligante asfáltico e agregados pétreos. A avaliação das características foi realizada utilizando diversos métodos laboratoriais, os quais não serão detalhados, uma vez que seguiram os procedimentos constantes nas normas citadas. Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Pavimentação (LAPAV) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS).

3.1.1 Ligante Asfáltico

Neste estudo foi utilizado o ligante convencional CAP 50/70, por ser largamente empregado. Este material é especificado pela Resolução ANP n. 19/2005 (AGÊNCIA NACIONAL DO PETRÓLEO, GÁS NATURAL E BIOCOMBUSTÍVEIS). Na tabela 7 são apresentados os resultados dos ensaios de caracterização, as normas brasileiras (NBR) utilizadas para realização dos procedimentos e os limites especificados para cada ensaio.

Tabela 7: propriedades do ligante convencional (CAP 50/70)

Ensaio	Método	Especificação (ANP, 2005)	Resultado
Penetração a 25°C, 100 g, 5s (0,1 mm)	NBR 6576/01	50-70	58,5
Ponto de amolecimento, mín. (°C)	NBR 6560/08	46	50,3
Visc. Brookfield 135°C SP 21, 20 rpm, mín. (cP)	NBR 15529/07	274	332,5
Visc. Brookfield 150°C SP 21, mín. (cP)		112	167,0
Visc. Brookfield 177°C SP 21 (cP)		57-285	62,5
Ductilidade, 25°C, mín. (cm)	NBR 6293/01	60	>97
Massa específica (g/cm ³)	NBR 6296/04	-	1,0216
Índice de susceptibilidade térmica ⁴	-	-1,5 a +0,7	-0,76

3.1.2 Agregados Pétreos

As três frações de agregado mineral utilizadas no estudo são provenientes de uma pedreira de rocha basáltica localizada na cidade de Estância Velha – Rio Grande do Sul. O material foi coletado das pilhas de estocagem, portanto houve necessidade de quarteamento do volume total e de secagem para execução dos ensaios de caracterização. Os valores encontrados nestes ensaios, para cada uma das frações, constam na tabela 8, juntamente com as normas.

Para a realização do ensaio de granulometria foram utilizadas as peneiras 1 1/2", 1", 3/4", 1/2", 3/8", n. 4, n. 8, n. 16, n. 30, n. 50, n. 100 e n. 200, uma vez que as mesmas são necessárias no procedimento empregado para composição granulométrica, apresentado posteriormente. Os resultados de granulometria das três frações, obtidos através da média de duas determinações, podem ser vistos na tabela 9. Na figura 17 encontram-se as curvas granulométricas.

⁴ O índice de susceptibilidade térmica (IST) é obtido com a equação:

$$IST = \frac{500 \log PEN + 20 PA - 1951}{120 - 50 \log PEN + PA}$$

Onde:

PEN – penetração (0,1 mm);

PA – ponto de amolecimento (°C).

Tabela 8: características dos agregados

Ensaio	Método	Brita 3/4"	Brita 3/8"	Pó de pedra
Índice de lamelaridade (%)	DAER-EL 108/01	18,2	19,6	-
Índice de forma	DNER-ME 086/94	0,76	-	-
Abrasão Los Angeles (%)	DNER-ME 035/98	12,8	17,2	-
Durabilidade (ao sulfato de sódio) (%)	DNER-ME 089/94	1,59	2,22	6,24
Massa específica real (g/cm ³)	ASTM C128/12 DNER-ME 081/98 DNER-ME 084/95	2,966 ⁵	2,962 ⁶	2,925 ⁷
Massa específica aparente (g/cm ³)	ASTM C128/12	2,862 ⁵	2,860 ⁶	
Absorção (%)	DNER-ME 081/98	1,227 ⁵	1,210 ⁶	
Adesividade ao ligante betuminoso	DNER-ME 078/94	Satisfatório	-	-

Tabela 9: distribuição granulométrica dos agregados

Peneira		Passante (%)		
n.	mm	Brita 3/4"	Brita 3/8"	Pó de pedra
1"	25,0	100,00	100,00	100,00
3/4"	19,0	99,86	100,00	100,00
1/2"	12,7	55,71	100,00	100,00
3/8"	9,50	19,66	85,68	100,00
4	4,75	2,00	13,60	90,00
8	2,36	1,41	6,03	61,70
16	1,18	1,31	4,44	43,10
30	0,60	1,27	3,62	30,00
50	0,30	1,24	3,28	19,10
100	0,15	1,20	2,96	13,50
200	0,075	1,13	2,60	8,10

⁵ Resultados referentes às frações retidas na peneira n. 4, obtidos a partir da metodologia descrita na norma DNER-ME 081/98.

⁶ Para as frações retidas na peneira n. 4, empregou-se a norma DNER-ME 081/98. Para as frações passantes na peneira n. 4 e retidas na peneira n. 200 fez-se uso da norma ASTM C128/12.

⁷ Empregou-se a norma DNER-ME 081/98 para determinação da massa específica real das frações retidas na peneira n. 4 e a norma DNER-ME 084/95 para as frações passantes na peneira n. 4 e retidas na peneira n. 200.

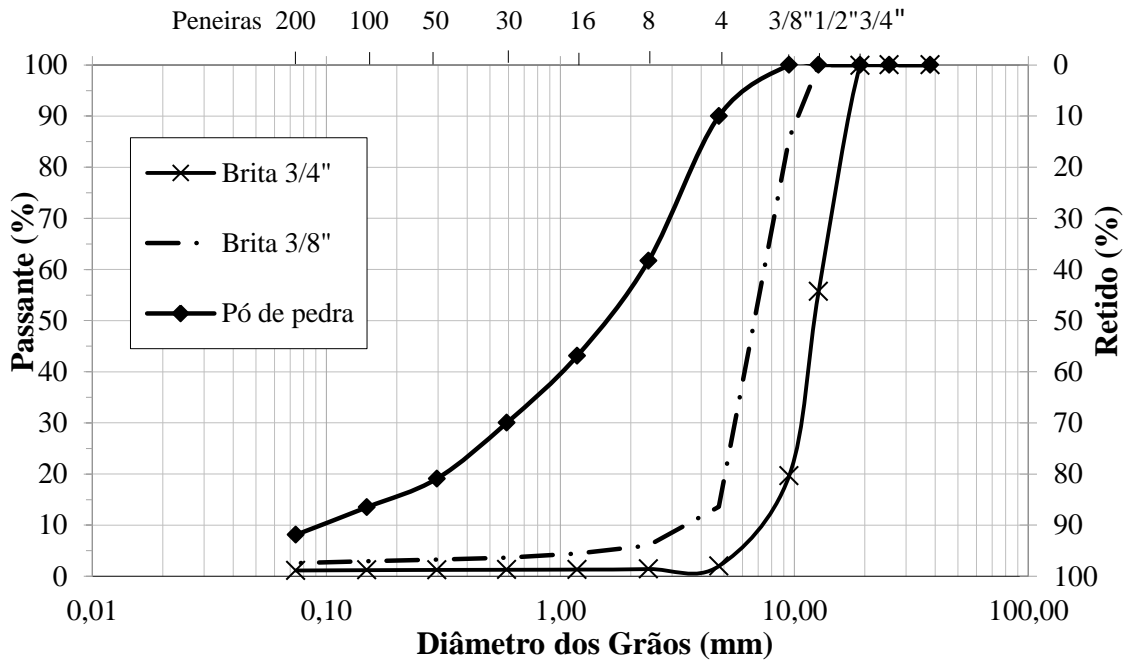


Figura 17: curvas granulométricas dos agregados

3.2 MÉTODOS

Neste item são descritos os passos necessários para composição e dosagem das misturas asfálticas, bem como os procedimentos empregados para execução dos ensaios.

3.2.1 Temperatura de mistura e de compactação das misturas asfálticas em laboratório

A viscosidade de um fluido é a relação entre a tensão cisalhante aplicada e a taxa de deformação sofrida. Em outras palavras, é a resistência ao escoamento que ele possui quando submetido a tensões. Para os materiais termoplásticos, como os ligantes asfálticos, a viscosidade é relacionada com a temperatura na qual ele encontra-se. Esta característica, em função da temperatura, pode ser determinada através do ensaio com viscosímetro rotacional, comumente conhecido como viscosímetro Brookfield.

É necessário que o ligante possua uma viscosidade, e, portanto uma temperatura, ideal durante o processo de mistura ao agregado e de compactação em pista, a fim de garantir perfeito desempenho ao revestimento. Com este objetivo, o *Asphalt Institute* (2007) estabeleceu faixas de viscosidade de mistura e de compactação para ligantes asfálticos convencionais, os quais

se comportam como fluidos Newtonianos (relação entre tensão cisalhante e taxa de deformação constante) em temperaturas superiores a 60°C. Além disso, recomendou que a avaliação fosse feita no viscosímetro utilizando *spindle* 21. Estas faixas são apresentadas na tabela 10.

Tabela 10: faixas de viscosidade de mistura e de compactação para ligantes convencionais

Propriedade	Valor
Viscosidade de mistura (Pa.s)	0,15 – 0,19
Viscosidade de compactação (Pa.s)	0,25 – 0,31

(Fonte: *Asphalt Institute*, 2007)

Além disso, as temperaturas de aquecimento em laboratório indicadas pelo fornecedor do ligante são apontadas na tabela 11.

Tabela 11: temperaturas de mistura e de compactação para laboratório

	Temperaturas (°C)
Ligante asfáltico	153
Agregado	163
Compactação	140

(Fonte: fornecedor dos ligantes)

3.2.2 Composição Granulométrica

Para determinação das composições granulométricas foi aplicado o método Bailey. Este procedimento foi escolhido uma vez que, segundo Vavrik et al. (2002), é assegurado o intertravamento dos grãos graúdos (se desejável) e um bom arranjo entre partículas, garantindo, portanto, resistência à deformação permanente. Vavrik (2000) ainda relata que as misturas selecionadas por este método apresentam boa durabilidade, pois é possível controlar algumas propriedades volumétricas, como volume de vazios (V_v) e vazios do agregado mineral (VAM), garantido adequado teor de ligante.

Baseado na metodologia de ensaio da norma AASHTO T 19, determinaram-se as massas específicas solta e compacta dos agregados graúdos (brita 3/4" e 3/8") e a massa específica

compacta do agregado miúdo (pó de pedra). A massa específica solta é a razão entre a massa do material analisado e o volume do recipiente que foi preenchido com ele, sem que haja qualquer esforço de compactação e com altura de queda inferior a 50 mm. Para o cálculo da massa específica compacta, é preciso que o material seja disposto no recipiente em três camadas iguais, sendo aplicados 25 golpes por camada com um soquete padronizado.

Para realização destes ensaios, a *American Association of State Highway and Transportation Officials* (2004) especifica diferentes volumes do recipiente cilíndrico em função do tamanho das partículas do agregado. Todavia, visto que no laboratório não se dispunha destes moldes, utilizou-se para as três frações um molde cilíndrico metálico Proctor, que possui 15,25 cm de diâmetro interno e 17,80 cm de altura, resultando em um volume de 3251,24 cm³. Para um resultado mais confiável, as amostras analisadas nestes ensaios eram uma composição da granulometria, ou seja, não eram oriundas de quarteamento.

Com este método dosam-se misturas densas (graúda e miúda) e SMA. A primeira etapa da dosagem é calcular a massa específica escolhida das duas frações de agregado graúdo (3/4” e 3/8”) em função de uma porcentagem da sua massa específica solta. Para composição de uma mistura de graduação miúda, deve-utilizar 90% ou menos da massa específica solta. Para mistura de graduação graúda deve-se selecionar porcentagem variando de 95 a 105% da massa específica solta, para que seja garantido algum grau de intertravamento das partículas graúdas. A massa específica solta é a condição que garante o menor grau de intertravamento dos grãos graúdos, já o intertravamento máximo é obtido utilizando-se a massa específica compacta, a qual é entorno de 110% da solta. Não devem ser utilizados valores superiores a 105%, pois será necessário maior esforço para compactação, aumentando a probabilidade de quebra do agregado (VAVRIK et al., 2002).

Neste trabalho foram investigadas duas composições granulométricas densas, uma graúda e outra miúda, a fim de avaliar a sua influência na resistência ao cisalhamento do concreto asfáltico. Para a composição densa graúda adotou-se 102% da massa específica solta, visando o travamento das partículas graúdas e, portanto, aumento da resistência cisalhante. Para a composição densa miúda, adotou-se 85% da massa específica solta. Para concepção das misturas seguiram-se os passos constantes em Vavrik et al. (2002).

Cabe ressaltar que o tamanho máximo nominal (TMN) foi redefinido exclusivamente para o método Bailey como a peneira superior àquela que retém mais de 15% do material em peso.

Este conceito, em relação ao tradicionalmente usado, em que se considera como TMN a peneira superior a que retém mais de 10% em peso, reduz o tamanho dos espaços vazios entre as partículas graúdas, mesmo se elas estiverem dispersas na fração fina (PINE, 2011). Quando for referido o TMN redefinido utilizar-se-á a sigla TMN*.

3.2.3 Dosagem Superpave

O método *Marshall* é largamente empregado no Brasil para dosagem de misturas asfálticas, uma vez que a análise realizada garante adequada proporção volumétrica. Todavia há grande dispersão dos resultados de estabilidade e fluência e a compactação por impacto não simula o que ocorre em campo. Por estes motivos, adotou-se a metodologia Superpave, que emprega o compactador giratório por amassamento, chegando mais próximo à densificação atingida em campo. Segundo *Asphalt Institute* (2001), o método inclui seleção e especificação de ligantes asfálticos, requisitos para seleção de agregado, projeto da estrutura do agregado, além de projeto e análise da mistura asfáltica.

3.2.3.1 Seleção dos ligantes asfálticos

Neste método, a seleção do ligante asfáltico é baseada nas condições de clima e de tráfego as quais o pavimento será submetido. Uma vez que as misturas estudadas não serão aplicadas em algum local próprio e que os ligantes brasileiros não são especificados pelas temperaturas máximas e mínimas que o pavimento pode atingir, a seleção do ligante não foi fundamentada no Superpave.

3.2.3.2 Seleção dos agregados

No intuito de melhorar o desempenho das misturas é feita uma avaliação dos agregados, a partir das propriedades de consenso e de origem. Os critérios de aceitação das propriedades de consenso – angularidade do agregado graúdo e miúdo, partículas achatadas e alongadas e equivalente de areia – são função do nível de tráfego e da posição da camada de revestimento na estrutura do pavimento, conforme apresentado na tabela 12. Para as propriedades de origem – dureza, sanidade e materiais deletérios – não há valores críticos, somente devem ser satisfeitas as especificações dos órgãos reguladores (*ASPHALT INSTITUTE*, 2001).

De acordo com o *Asphalt Institute* (2001), diversos projetistas avaliam as propriedades de consenso individualmente para cada agregado, porém isto não substitui a avaliação da composição granulométrica. Como será apresentado no próximo capítulo, foram executados

os ensaios nos agregados individualmente e, tendo em vista que as três frações cumpriram as exigências do Superpave, não foi realizada nova avaliação para a mistura.

Tabela 12: requisitos das propriedades de consenso

Tráfego N ⁸ (milhões)	Angularidade do agregado graúdo (% mín.)		Angularidade do agregado miúdo (% mín.) ⁹		Equivalente de areia (% mín.)	Partículas achatadas e alongadas (% máx.) ¹⁰
	≤ 100 mm	> 100 mm	≤ 100 mm	> 100 mm		
< 0,3	55/-	-/-	-	-	40	-
0,3 a < 3	75/-	50/-	40	40	40	10
3 a < 10	85/80 ¹¹	60/-	45	40	45	10
10 a < 30	95/90	80/75	45	40	45	10
≥ 30	100/100	100/100	45	45	50	10

(Fonte: *Asphalt Institute*, 2001)

A angularidade do agregado graúdo é definida como a porcentagem em massa das partículas que possuem uma ou mais faces fraturadas. Tal propriedade garante travamento entre os grãos, logo quanto mais elementos fraturados, maior a resistência ao cisalhamento. O procedimento de ensaio foi baseado na norma ASTM D5821/2006. Para cada agregado graúdo, separou-se uma amostra de material retido na peneira n. 4, cuja massa foi relacionada com o tamanho máximo nominal do agregado. Visualmente, avaliou-se cada uma das partículas, separando-as em uma ou mais de uma face britada.

O *Asphalt Institute* (2001) cita que o ensaio de angularidade do agregado miúdo mede o grau de intertravamento e a resistência à deformação permanente destas partículas. Entretanto, Gouveia (2002) observa que alguns agregados que apresentam alto valor no ensaio não possuem alta resistência ao cisalhamento e alto ângulo de atrito. Desta forma, muitos autores

⁸ Número de operações do eixo padrão de 8,2 tf (ESAL - Equivalent Single Axle Load) para um período de projeto de 20 anos. Embora empreguem o mesmo eixo de referência, o DNIT e a AASHTO usam diferentes fatores de equivalência de eixo, resultando em NAASHTO = 0,25 NDNIT (PINTO; PREUSSLER, 2002).

⁹ Os critérios são apresentados como porcentagem de vazios em agregado miúdo não compactado.

¹⁰ Critério baseado na relação 5:1 entre a máxima dimensão (comprimento) e a mínima dimensão (espessura).

¹¹ 85/80 representa que 85% das partículas possuem uma face fraturada e 80% possuem duas ou mais faces fraturadas.

questionam a vinculação do resultado deste procedimento com a angularidade. Para o ensaio, seguiu-se a norma ASTM C1252/2006. Ensaiou-se uma amostra de material passante na peneira n. 8 de massa padronizada. A porcentagem de vazios do agregado miúdo é dada por uma equação que correlaciona o volume do cilindro de ensaio – no qual o material é vertido –, a massa do material na condição solta que preenche o cilindro e sua massa específica real.

O ensaio de equivalente de areia visa medir a proporção de areia e de argila no agregado miúdo. Evita-se grande quantidade de argila, pois este material reduz a adesividade entre o ligante e o agregado. O ensaio seguiu as metodologias da norma NBR 12052/1992. Obtida por quarteamento, pôs-se uma amostra de material passante na peneira n. 4 em uma proveta cilíndrica juntamente com a solução de cloreto de cálcio anidro diluída. Os procedimentos de agitação e sedimentação foram executados e leram-se a altura da argila em suspensão e o nível do parafuso de centragem, o qual representa a altura de areia. O resultado do ensaio é a relação em porcentagem entre a leitura da areia e da argila.

Os agregados achatados e/ou alongados são propensos à quebra durante o processo de mistura e de compactação e sob a ação do tráfego. Por este motivo, o Superpave limita a inclusão destas partículas. Para execução do ensaio, conforme a norma ASTM D4791/2010, separou-se 100 partículas da cada fração superior a 4,75 mm. Fixou-se a proporção do calibrador em 5:1 e posicionou-se na maior abertura do equipamento o comprimento do agregado. Quando a espessura do mesmo era inferior à abertura menor, como apresentado na figura 18, ele era considerado achatado e alongado. A porcentagem se dá em massa.

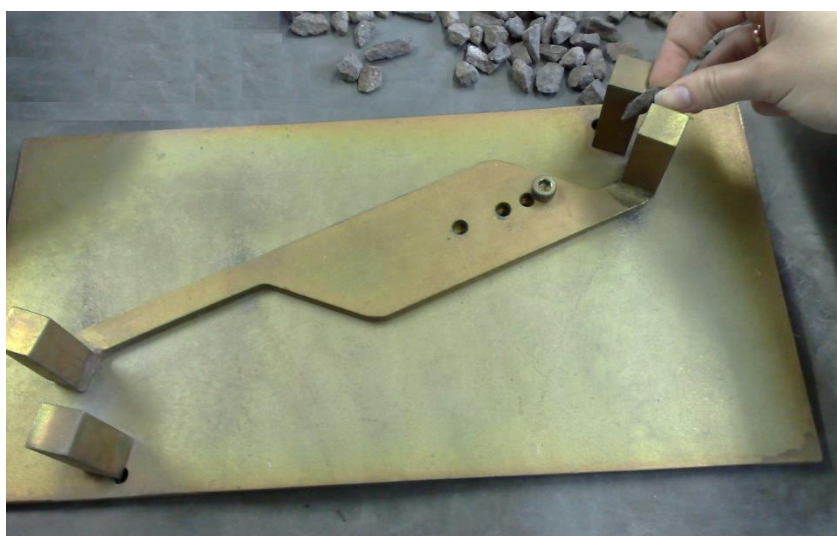


Figura 18: calibrador proporcional utilizado para determinação das partículas achatadas e alongadas

3.2.3.3 Projeto da composição granulométrica

No Superpave utiliza-se o conceito tradicional do TMN, o qual é a peneira superior a que retém mais de 10% das partículas. Além disso, é definido o tamanho máximo (TM), que é a peneira de abertura maior do que o TMN (KENNEDY et al., 1994).

Após a aceitação dos agregados, analisa-se a composição granulométrica, a qual é representada em um gráfico cuja ordenada é a porcentagem de material passante e a abcissa é, em escala numérica, a abertura da peneira em mm elevada à potência 0,45. A linha que inicia na origem do gráfico e segue até o ponto de TM é denominada de linha de máxima densidade (LMD). Como o próprio nome sugere, representa o arranjo mais denso possível.

Segundo o *Asphalt Institute* (2001) originalmente o Superpave recomendava que as granulometrias passassem abaixo de uma zona de restrição, pois neste caso, conforme Kennedy et al. (1994), seriam produzidas composições graúdas, que gerariam uma estrutura de agregado mais resistente. Contudo, Kandhal e Cooley (2001) afirmam que muitos pesquisadores questionam a zona de restrição, já que diversas composições granulométricas que atendem aos requisitos de angularidade do agregado miúdo e de propriedades volumétricas, porém cruzam-na, apresentam desempenho igual ou superior, em termos de deformação permanente, a misturas que a respeitam.

Para uma adequada estrutura do agregado, McGennis et al. (1995) relatam a existência de pontos de controle entre os quais a curva granulométrica deve passar. Os pontos de controle são apresentados na tabela 13.

Por tentativa, obtém-se a porcentagem de cada um dos agregados para compor uma estrutura granulométrica que respeite os critérios Superpave. Deve-se avaliar pelo menos três composições a fim de encontrar a que proporcione os parâmetros volumétricos desejados à mistura asfáltica.

Cabe ressaltar que nesta pesquisa a estrutura do agregado foi estabelecida a partir do método Bailey, portanto, apenas foi verificado se a curva gerada atendia às exigências do Superpave. Por este mesmo motivo, não foram avaliadas três composições para encontrar a curva granulométrica de projeto para cada mistura.

Tabela 13: pontos de controle em função do tamanho máximo nominal

Peneira (mm)	TMN (porcentagem passante)									
	37,5 mm		25,0 mm		19,0 mm		12,5 mm		9,5 mm	
	min.	máx.	min.	máx.	min.	máx.	min.	máx.	min.	máx.
50,0	100									
37,5	90	100	100							
25,0		90	90	100	100					
19,0				90	90	100	100			
12,5						90	90	100	100	
9,5								90	90	100
4,75										90
2,36	15	41	19	45	23	49	28	58	32	67
0,075	0	6	1	7	2	8	2	10	2	10

(Fonte: Asphalt Institute, 2001)

3.2.3.4 Dosagem

Existem três níveis de projeto de mistura asfáltica dependentes do volume de tráfego da rodovia, conforme exemplifica a tabela 14. Adotou-se para o período de projeto de 10 anos $N_{AASHTO} 2,9.10^7$, ou seja, $60,1.10^6$ para 20 anos. Foi feita essa conversão apenas para que pudesse ser escolhido o esforço de compactação e verificado os critérios de aceitação da mistura, uma vez que a metodologia Superpave adota período de projeto de 20 anos.

Tabela 14: níveis de projeto de mistura Superpave baseados no volume de tráfego

Níveis	1	2	3
Critério	Volumétrico	Volumétrico Ensaio de previsão de desempenho a uma temperatura	Volumétrico Ensaio de previsão de desempenho a três temperaturas
Número N	$< 10^6$	10^6 a 10^7	$\geq 10^7$

(Fonte: Bernucci et al., 2008)

Considerando o número de passagens do eixo padrão utilizado, dever-se-ia empregar nível de projeto 3, em que são efetuados ensaios para verificar propriedades mecânicas da mistura. Entretanto, empregou-se nível 1.

Seguiram-se os passos constantes no manual do *Asphalt Institute* (2001) para se encontrar o teor de ligante inicial para cada uma das misturas. Com este teor, procedeu-se a primeira moldagem. Seguiu-se a mesma técnica para os dois concretos asfálticos. Foram compactados dois CP com 15,0 cm de diâmetro e 11,5 cm de altura, sendo necessário para este volume entorno de 4.700 g de agregado. Também foram realizados ensaios para determinação da massa específica máxima medida (G_{mm}) da mistura, os quais seguiram os procedimentos da norma NBR 15619/2012 (método Rice).

O ligante, os agregados e as ferramentas necessárias foram aquecidos na temperatura de mistura. Despejou-se nos agregados a massa do ligante referente ao teor inicial e efetuou-se a mistura em um misturador eletromecânico composto por motor, controle eletrônico de rotação e cuba térmica com capacidade de 10 litros.

Tanto as misturas destinadas à compactação quanto as destinadas ao ensaio de G_{mm} foram colocadas em bandejas aquecidas e permaneceram por 2 h em estufa na temperatura de compactação, que será apresentada no capítulo de resultados. Este procedimento tem por objetivo simular envelhecimento de curto prazo durante a usinagem e permitir que o agregado absorva o ligante, evitando que seja escolhido um teor de ligante baixo que prejudique a durabilidade da mistura (ASPHALT INSTITUTE, 2007; BERNUCCI et al., 2008).

Após o período de envelhecimento, as misturas destinadas à compactação foram colocadas no molde que estava previamente aquecido. Para compactação dos CP foi utilizado o compactador giratório, aplicando uma pressão de compactação constante de 600 kPa, com ângulo de giro externo de $1,25^\circ$ e velocidade de 30 giros por minuto. Empregou-se como critério de término do ensaio o esforço de compactação, ou seja, o número de giros de projeto (N_{proj}), o qual também é dado em função do volume de tráfego, conforme apresentado na tabela 15.

De acordo com Nascimento (2013), usualmente utiliza-se o penúltimo nível de compactação para dosagem de misturas cujo volume de tráfego seja pesado. Isto porque o último nível (N_{proj} 125 giros) emprega uma energia de compactação muito elevada, de difícil reprodução

ou não reproduzível pelos equipamentos em campo. Desta forma, apesar do volume de tráfego empregado na análise ser superior a 30.10^6 , adotou-se N_{ini} 8, N_{proj} 100 e N_{max} 160.

Tabela 15: número de giros baseados no volume de tráfego

Tráfego N (milhões)	Parâmetros de compactação – número de giros		
	N_{ini}	N_{proj}	N_{max}
< 0,3	6	50	75
0,3 a 3	7	75	115
3 a 30	8	100	160
≥ 30	9	125	205

(Fonte: baseada em *Asphalt Institute*, 2001).

Ao final da moldagem extraíram-se os CP através do extrator existente no compactador giratório. Eles permaneceram em temperatura ambiente até o dia seguinte, quando se executou o ensaio para determinação da massa específica aparente (G_{mb}), segundo a norma NBR 15573/2012.

A partir da G_{mb} e da G_{mm} , o V_v e o VAM foram determinados através de equações constantes em *Asphalt Institute* (2001). Na tabela 16 são apresentados os diversos critérios para aceitação das misturas asfálticas.

Como a mistura deve possuir V_v de 4,0% no N_{proj} , calculou-se pela equação 2 um novo teor de ligante que atinja este valor (*ASPHALT INSTITUTE*, 2001).:

$$P_{le} = P_{li} - (0,4 \cdot (4 - V_{v_{inicial}})) \quad (\text{equação 2})$$

Onde:

P_{le} – percentual de ligante estimado (%);

P_{li} – percentual de ligante inicial (%);

$V_{v_{inicial}}$ – volume de vazios no teor de ligante inicial (%), calculado a partir da G_{mb} e da G_{mm} com o teor inicial de ligante.

Tabela 16: requisitos volumétricos do Superpave

Tráfego N^{12} (milhões)	%G _{mm} (%)			VAM mínimo (%)					Relação betume vazios (%)	Proporção pó/asfalto
	N _{ini}	N _{proj}	N _{max}	TMN						
				37,5	25,0	19,0	12,5	9,5		
< 0,3	≤ 91,5								70 – 80	0,6 – 1,2 ¹³
0,3 a 3	≤ 90,5								65 – 78	
3 a 10	≤ 89,0	96,0	≤ 98,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0	65 – 75	
10 a 30										
≥ 30										

(Fonte: *Asphalt Institute*, 2001)

Através de equações empíricas também apresentadas em *Asphalt Institute* (2001) foi verificado se com este teor estimado seriam atendidos os critérios de VAM, RBV (relação betume vazios), %G_{mm} no N_{ini} e proporção pó/asfalto (relação entre o material passante na peneira n. 200 e teor de asfalto efetivo).

Uma vez que o teor estimado atendeu aos critérios, foram moldados dois CP neste teor. O método solicita que sejam analisados ainda os teores de ± 0,5% e + 1,0%. As amostras foram preparadas e moldadas seguindo a forma já apresentada. As propriedades volumétricas foram calculadas para cada um dos teores e foram traçados gráficos Vv, VAM e RBV *versus* teor de asfalto.

O teor de projeto foi estabelecido para Vv de 4,0% . Os demais requisitos foram checados nos gráficos. Para verificar se a mistura não será excessivamente compactada, tornando-se suscetível a deformações plásticas elevadas, portanto sofrendo deformação permanente nas trilhas de rodas, moldaram-se dois CP no N_{max} (160 giros). A máxima densificação deve ser 98%.

A última etapa do Superpave é a confirmação do teor de projeto a partir da análise de sensibilidade à umidade, a qual será apresentada em um item próprio.

¹² Número de operações do eixo padrão de 8,2 tf (ESAL - Equivalent Single Axle Load) para um período de projeto de 20 anos.

¹³ Se a curva granulométrica passa abaixo dos limites da zona de restrição, deve-se alterar o critério da proporção pó/asfalto para 0,8-1,6.

3.2.4 Dano por umidade induzida

Este ensaio, também denominado Lottman modificado, visa avaliar as propriedades de adesividade da mistura. Foram empregados os procedimentos da norma AASHTO T 283 para realização.

Seis CP de 15,0 cm de diâmetro e 9,5 cm de altura foram moldados no compactador giratório com certo número de giros para que fosse obtido volume de vazios de $7 \pm 0,5\%$. Os CP foram separados em dois grupos. O primeiro grupo, o qual é a referência, foi mantido imerso em água por 2 h a 25°C. Posteriormente, foi submetido ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral.

O segundo grupo foi submetido à imersão e pressão de vácuo, resultando em saturação entre 70 e 80%. Após este procedimento, os CP foram armazenados em sacos plásticos fechados e mantidos a -18°C por um período de 16 h. Transcorrido este tempo, as amostras foram imersas em água a 60°C durante 24 h. Por fim, como realizado com os CP de controle, eles permaneceram por 2 h em imersão a 25°C e foram rompidos por tração.

O dano por umidade é determinado como a relação entre resistência à tração (RT) com e sem condicionamento. Segundo o *Asphalt Institute* (2001), o valor mínimo para esse critério deve ser 80%. De acordo com Bernucci et al. (2008), a relação mínima admissível varia em função do órgão viário, devendo ficar entre 70 e 80%.

3.2.5 Ensaio de compressão triaxial

A resistência ao cisalhamento das misturas asfálticas foi determinada a partir de ensaios de compressão triaxial. Basicamente esse ensaio consiste em aplicar no CP uma tensão confinante uniforme ($\sigma_3 = \sigma_2$) e uma tensão axial (σ_1) crescente, até a ruptura.

Nos itens que seguem serão apresentados os procedimentos de confecção dos CP além da metodologia utilizada para execução do ensaio.

3.2.5.1 Corpos de prova

Conforme indica a norma DNIT 134/2010-ME, a qual normaliza o procedimento para execução de ensaios de módulo de resiliência triaxial em solos e britas, é necessário que o diâmetro do CP seja cinco vezes superior ao diâmetro da maior partícula do material. Uma vez que se utilizou agregado retido na peneira 1/2" (12,7 mm), o diâmetro mínimo necessário

para o CP seria 63,5 mm. Sendo assim, utilizou-se o molde de diâmetro interno 100 mm. De acordo com a mesma norma, a relação entre diâmetro e altura da amostra deve ser 1:2, deste modo, buscou-se CP com 200 mm de altura. Esta mesma dimensão foi adotada por Tan et al. (1994) para garantir que os cones de cisalhamento se dessem dentro da amostra, afastados da base e da superfície do CP.

Como o molde do compactador giratório possui 200 mm de altura, após a compactação a amostra ficava com altura inferior. Para que a altura não fosse tão reduzida, a massa foi colocada no molde em sete camadas e realizada acomodação por 15 golpes com um bastão de cobre. Ao final os CP possuíam altura média de 188,4 mm (variando de 185,7 a 192,2 mm).

Como propõe a norma DNIT 031/2006-ES, o grau de compactação da mistura asfáltica espalhada e compactada na pista deve ser superior a 97% e inferior a 101%. Como busca-se avaliar o TCB, que surge logo após a abertura ao tráfego, realizaram-se os ensaios em CP com volume de vazios entre 5 e 6% (que correspondem a grau de compactação de 99 e 98%).

Os CP foram moldados e permaneceram em ambiente com temperatura inferior a 20°C até o momento do ensaio.

3.2.5.2 Equipamento e procedimento do ensaio

Este ensaio foi realizado no Laboratório de Mecânica de Rochas do Departamento de Engenharia de Minas da UFRGS. Para aplicação da carga axial utilizou-se uma prensa de compressão servo-controlada da marca Controls com capacidade de carga de 2.000 kN e uma unidade multifuncional ADVANTEST 9 para controle da prensa. A aquisição de dados de carga foi obtida simultaneamente por computador.

A estrutura para aplicação da tensão confinante consistiu em:

- a) uma luva de poliuretano (figura 19);
- b) uma célula triaxial metálica composta pelo corpo (com dois engates rápidos para aplicação da pressão e liberação de ar) e por peças rosqueadas nas extremidades (figura 20);
- c) uma bomba hidráulica de alta pressão com manômetro digital (figura 21).



Figura 19: luva de poliuretano



Figura 20: célula para aplicação da tensão confinante



Figura 21: bomba hidráulica

A luva foi colocada dentro da célula e foi despejado óleo hidráulico entre ambas. Posteriormente, a mangueira da bomba foi conectada em um dos engates e aplicada uma pequena pressão (10 kPa). No outro engate, com auxílio de uma chave de fenda, foi eliminado o ar aprisionado. Por fim, as partes superior e inferior da célula foram rosqueadas. Nas figuras 22 e 23 constam algumas destas etapas.

Tendo em vista que os LVDT (*Linear Variable Displacement Transducer*) do equipamento não possuíam curso suficiente para medição das deformações, optou-se por executar o ensaio sob carga controlada. A taxa de carregamento aplicada foi 50 N/s.



Figura 22: despejo do óleo entre a luva e a célula



Figura 23: eliminação do ar

A determinação da tensão confinante utilizada no ensaio levou em conta a seguinte situação:

- a) no Brasil, um eixo simples de rodado duplo pode ter peso bruto de 10,0 t e admite-se ainda tolerância de 10% desse valor (CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO, 1998; CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO, 2014). Desta forma, a carga máxima por roda é aproximadamente 27,0 kN. O eixo padrão brasileiro considera pressão de inflação de 80 psi (~560 kPa), porém, isto representa os pneus empregados na década de 1950 e não os pneus radiais utilizados atualmente, os quais, como apresentado no Capítulo 2, suportam maior pressão de enchimento. Albano (1998), após realizar coleta na Rodovia RS/240, aponta que em média a pressão de inflação de pneus radiais não dianteiros é 104 psi (717 kPa);
- b) como as tensões cisalhantes são geradas com excesso de carga, a situação brasileira fica semelhante às apresentadas nas condições “b” e “c” da figura 8, em que foram propostas análises com 35 kN e 50 kN de carga e 720 kPa de pressão. Na condição mais severa, foram gerados 261 kPa de tensão lateral (valor que poderia ser utilizado como a tensão confinante no ensaio de laboratório). Cabe salientar que esta análise foi realizada com velocidade de 1,08 km/h. De Beer et al. (2004b) mostram que aumentando a velocidade do

tráfego, aumenta-se a tensão vertical induzida no pavimento e desta forma, aumenta-se também a tensão lateral.

Sendo assim, para realização do ensaio de compressão triaxial utilizou-se tensão confinante máxima de 300 kPa, condizente com a situação relatada no parágrafo anterior e com a maior parte dos trabalhos expostos na revisão bibliográfica, nos quais empregaram-se tensões confinantes uniformes de até 414 kPa. Para que os gráficos *p versus q* pudessem ser traçados, procedeu-se o ensaio com tensão de 0, 150 e 300 kPa.

O critério de finalização do ensaio foi o decréscimo ou a estabilização da carga. Quando se observava queda ou estagnação da curva carga axial *versus* tempo, encerrava-se o ensaio.

A fim de avaliar a alteração da coesão em função da temperatura, realizaram-se ensaios a 35 e a 45°C. Limitou-se a temperatura em 45°C afim de evitar excesso de plastificação. Não se realizou ensaio a 25°C, pois esta condição não é severa, uma vez que a coesão – portanto a resistência ao cisalhamento – aumenta com a redução de temperatura. Os CP foram mantidos por 2 h em estufa na temperatura de ensaio.

Após as 2 h de condicionamento o CP foi retirado da estufa e colocado dentro da estrutura para aplicação da tensão confinante. Nas duas extremidades foram colocados pistões metálicos com uma das faces plana e a outra semicircular. Foi aplicada uma pressão de 100 kPa apenas para fixação do CP e dos pistões na célula.

Sobre o prato inferior da prensa foi colocado um adaptador metálico côncavo, sobre este foi acoplada a célula com os pistões e acima foi posto outro adaptador metálico côncavo idêntico (figura 24). O lado semicircular do pistão e o lado côncavo do adaptador funcionam como uma rótula entre a aplicação e a transmissão da carga ao CP. Na figura 25 mostra-se um corte esquemático da disposição das peças. Cabe salientar que apenas os pistões estavam aquecidos e que não havia sistema de aquecimento na prensa. Como a montagem e execução do ensaio durou menos de 3 min, não houve perda significativa de temperatura. No ensaio realizado sem confinamento o CP foi colocado diretamente na prensa.

Foi ensaiado um CP para cada combinação de tensão confinante e temperatura. Para fins comparativos, ainda foi efetuado um ensaio com taxa de carregamento de 100 N/s e outro com velocidade de 157 $\mu\text{m}/\text{min}$ (0,05 mm/mm/min x 188,4 mm de altura). Ambos foram realizados com tensão confinante de 300 kPa em amostras da mistura miúda a 45°C.



Figura 24: estrutura na prensa

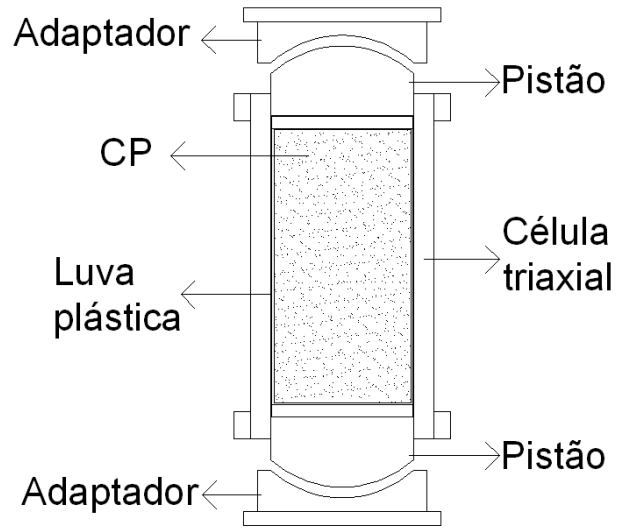


Figura 25: corte esquemático da estrutura

As limitações do ensaio foram:

- a) a tensão confinante foi controlada manualmente, através da válvula da bomba;
- b) a carga de contato do equipamento (~ 10 kN) não era controlável. Conseguiu-se reduzir a carga a partir de mudanças no *delay* do equipamento e com o acionamento rápido do botão *play* após a fase de *Approaching* do ensaio. A carga de contato ficou entre 3,915 e 10,322 kN.

3.2.6 Ensaio de resistência à tração por compressão diametral

O ensaio de resistência à tração por compressão diametral (RT), padronizado pelas normas NBR 15087/2012 e DNIT-ME 136/2010, consiste em aplicar um esforço de compressão com uma velocidade de 0,8 mm/s no plano diametral do CP cilíndrico até a sua ruptura. Assume-se que a ruptura é devida apenas a tensão de tração gerada no plano perpendicular ao de aplicação da carga.

A RT é dada pela equação 3:

$$\sigma_R = \frac{2 F}{100 \pi D H} \quad (\text{equação 3})$$

Onde:

σ_R = tensão de tração (MPa);

F = carga de compressão de ruptura (N);

D = diâmetro do CP (cm);

H = altura do CP (cm).

Os CP utilizados foram moldados no compactador giratório com o molde de 100 mm de diâmetro. Inicialmente foi realizado um teste para verificar o número de giros necessário para promover volume de vazios entre 5 e 6% (mesma faixa empregada nos ensaios de compressão triaxial). Sendo assim, para a mistura graúda foram aplicados 90 giros e para mistura miúda 91. Ao final, os CP possuíam 65,5 ($\pm 1,5$) mm de altura.

A fim de verificar a variação da RT em função da temperatura (com o objetivo de simular a resposta do pavimento em diferentes condições climáticas) o ensaio foi realizado a 10, 35 e 45°C. O condicionamento na temperatura do ensaio durou 4 h.

3.2.7 Ensaio de módulo de resiliência

Segundo DNIT (2010a), o módulo de resiliência (MR) de misturas asfálticas é a relação entre a tensão de tração aplicada repetidamente no plano diametral vertical de uma amostra cilíndrica e a deformação específica recuperável (resiliente), em uma determinada temperatura.

O ensaio seguiu o procedimento apresentado nas normas NBR 16018/2011 e DNIT-ME 135/2010. O equipamento pneumático empregado fica instalado dentro de uma câmara com controle de temperatura. Quando carregada repetidamente, com 0,1 s de aplicação da carga e 0,9 s de repouso, a amostra sofre deformação horizontal, a qual é medida através de um LVDT.

O MR é obtido pela equação 4 (DNIT, 2010a):

$$MR = \frac{C}{\Delta H} (0,9976\mu + 0,2692) \quad (\text{equação 4})$$

Onde:

MR =Módulo de Resiliência (MPa);

C = carga vertical aplicada (N);

Δ =deformação elástica ou resiliente (cm);

H = altura do corpo de prova (cm);

μ = coeficiente de Poisson – relação entre deformação horizontal e vertical.

A forma de moldagem e de condicionamento dos CP, incluindo as temperaturas, foi a mesma empregada nos ensaios de RT. Devido à alteração das propriedades mecânicas com a mudança da temperatura, é necessário considerar diferentes coeficientes de Poisson. Desta forma, para 10°C o coeficiente foi 0,25, para 35°C foi 0,375 e para 45°C foi 0,45. Estes mesmos valores para as temperaturas extremas foram os empregados por Specht (2004); para a temperatura intermediária fez-se uma interpolação.

Os carregamentos aplicados foram 15% do valor da RT, a qual foi determinada previamente. Para cada temperatura de ensaio um CP foi rompido por tração e dois foram submetidos ao ensaio de MR, os quais posteriormente também foram rompidos por tração.

3.2.8 Programa experimental

Na tabela 17 consta um resumo dos ensaios realizados com as amostras de concreto asfáltico e o número de CP adotados em cada ensaio.

Tabela 17: resumo do espectro laboratorial da pesquisa

		Número de CP	
		CAP 50/70 graúda	CAP 50/70 miúda
Projeto Superpave		14	14
Lottman		6	6
Compressão triaxial	35°C	3	3
	45°C	3	5
MR	10 °C	2	2
	35°C	2	2
	45°C	2	2
RT	10 °C	3	3
	35°C	3	3
	45°C	3	3

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados dos ensaios laboratoriais. Os procedimentos seguiram as metodologias descritas no capítulo 3.

4.1 TEMPERATURA DE MISTURA E DE COMPACTAÇÃO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS EM LABORATÓRIO

O ensaio de viscosidade resultou nos dados apresentados na figura 26. Neste gráfico também estão contidas as faixas de viscosidades informadas pelo *Asphalt Institute* (2007), já apresentadas na tabela 10. Desta forma, a faixa de temperatura de mistura do ligante é de 147 a 154°C e de compactação da mistura é de 136 a 141°C. A temperatura do agregado deve ser 10°C superior à do ligante, portanto ele deve ser aquecido entre 157 e 164°C. Utilizaram-se para confecção dos CP as temperaturas médias.

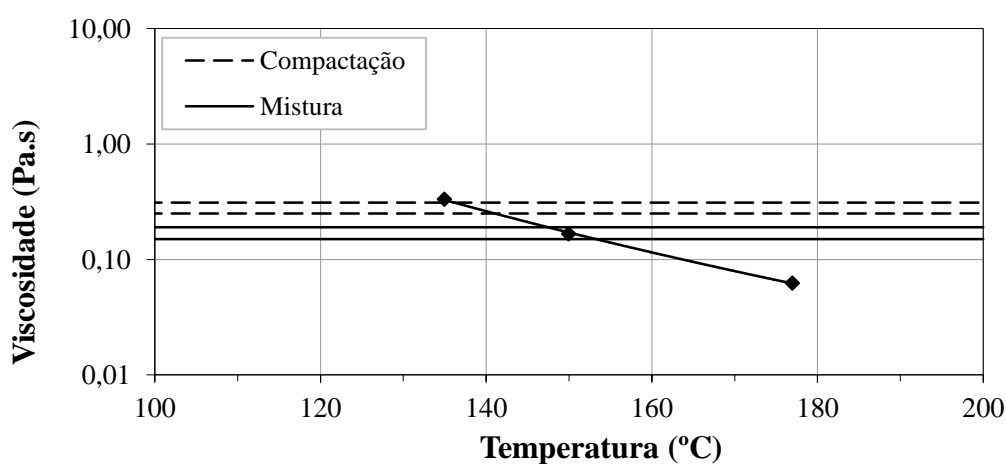


Figura 26: variação da viscosidade em função da temperatura do ligante convencional – CAP 50/70

4.2 COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA

As massas específicas soltas e compactas das frações de agregado são apresentadas na tabela 18.

Tabela 18: massas específicas soltas e compactas

	Brita 3/4"	Brita 3/8"	Pó de pedra
Massa específica solta (kg/m ³)	1512,38	1506,56	-
Massa específica compacta (kg/m ³)	1668,07	1669,85	1960,73

Para a composição da mistura densa graúda, na qual foi adotado 102% da massa específica solta, o TMN* resultante da mistura foi 12,5 mm. Obteve-se 24,8% de brita 3/4", 26,2% de brita 3/8" e 49,0% de pó de pedra.

O método Bailey não visa o enquadramento da composição em faixa granulométrica pré-estabelecida. No entanto, apenas para fins comparativos, ao analisar a figura 27, nota-se que a composição gerada enquadra-se na Faixa C do DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes), a qual é utilizada em camada de rolamento.

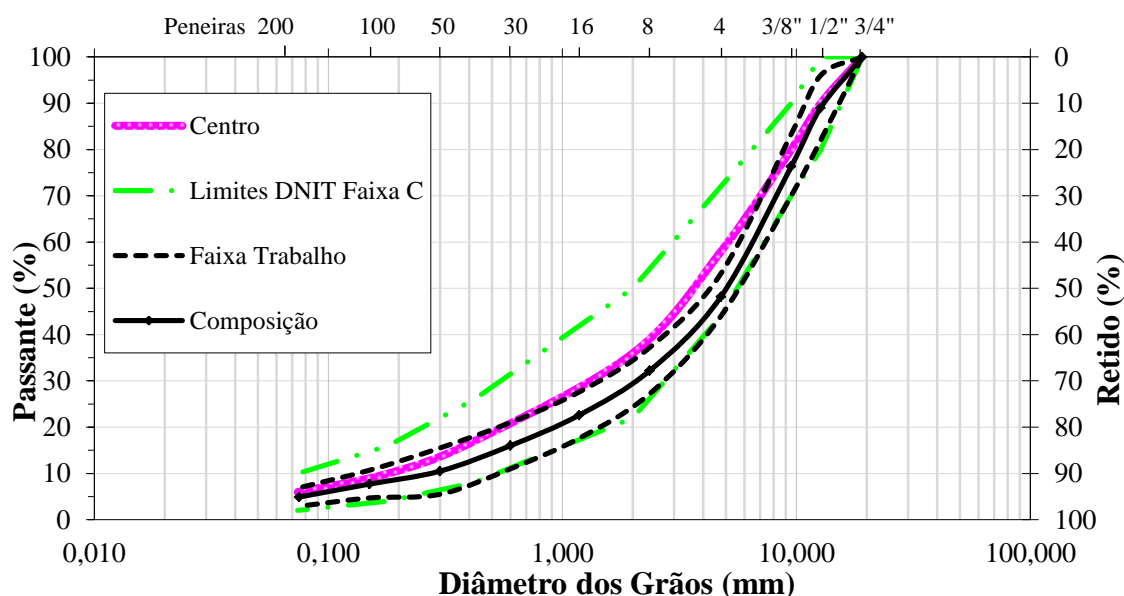


Figura 27: composição granulométrica da mistura densa graúda

Para a composição densa miúda, para a qual se adotou 85% da massa específica solta, o TMN* resultante da mistura novamente foi 12,5 mm. Obteve-se 18,8% de brita 3/4", 20,0% de brita 3/8" e 61,2% de pó de pedra. Na figura 28 consta a curva granulométrica enquadrada na Faixa C do DNIT, estando mais próxima ao centro.

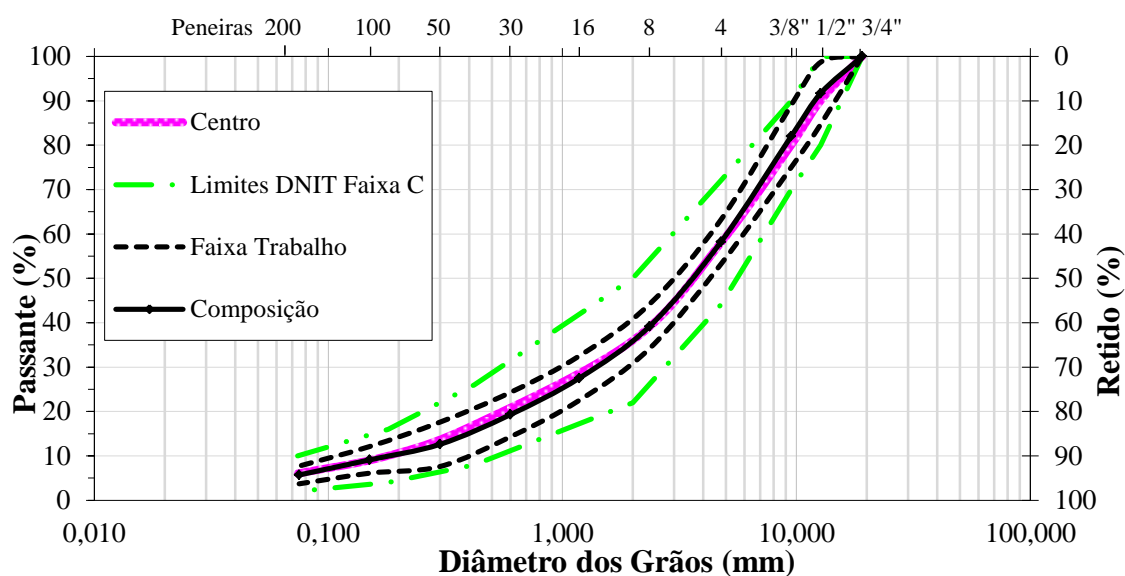


Figura 28: composição granulométrica da mistura densa miúda

Na tabela 19 são apresentadas as porcentagens passantes em cada uma das peneiras das misturas graúda e miúda e da Faixa C do DNIT.

Tabela 19: composição granulométrica graúda, miúda e Faixa C

Peneira	Porcentagem passante (%)				
	Faixa C do DNIT			Mistura	
	Limite Superior	Centro	Limite Inferior	Graúda	Miúda
3/4"	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
1/2"	80,0	90,0	100,0	89,0	91,7
3/8"	70,0	80,0	90,0	76,3	82,0
4	44,0	58,0	72,0	48,2	58,2
8				32,2	39,2
10	22,0	36,0	50,0		
16				22,6	27,5
30				16,0	19,3
40	8,0	17,0	26,0		
50				10,5	12,6
80	4,0	10,0	16,0		
100				7,7	9,1
200	2,0	6,0	10,0	4,9	5,7

4.3 DOSAGEM SUPERPAVE

Nos itens que seguem serão apresentados os dados referentes às duas composições granulométricas usadas bem como os resultados da dosagem das misturas.

4.3.1 Análise dos agregados

Na tabela 20 são apresentados os resultados dos ensaios de consenso do Superpave para cada agregado, além das limitações estabelecidas. Todos os critérios foram atendidos.

Tabela 20: propriedades de consenso dos agregados

	Critério	Brita 3/4"	Brita 3/8"	Pó de pedra
Angularidade do agregado graúdo (%)	100/100	100/100	100/100	-
Angularidade do agregado miúdo (%)	≥ 45	-	-	47
Equivalente de areia (%)	≥ 50	-	-	81
Partículas achatadas e alongadas (%)	≤ 10	7	8	-

4.3.2 Análise da composição granulométrica

Utilizando o conceito tradicional, o TMN da mistura granulométrica graúda é 19,0 mm. Como observado na figura 29, a composição respeita os pontos de controle e fica praticamente abaixo da zona de restrição, sendo esta levemente invadida apenas na peneira n. 16.

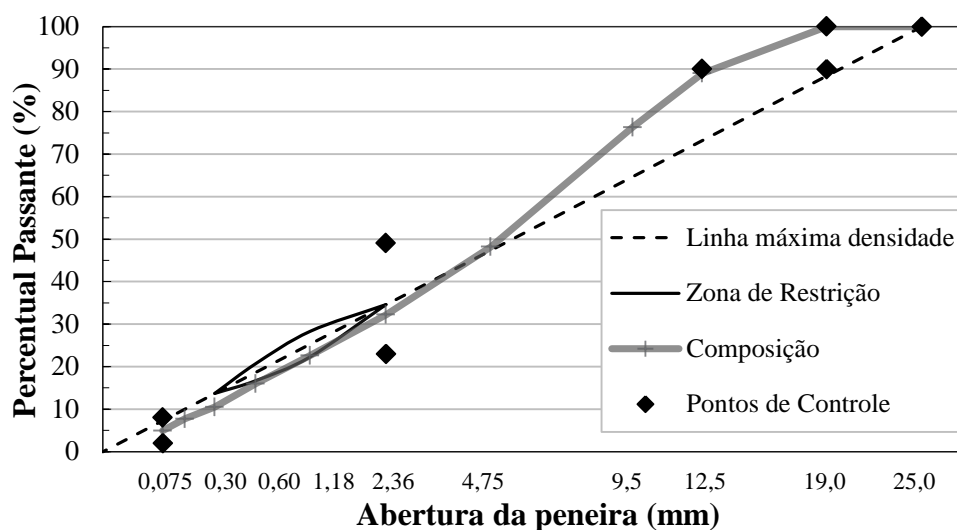


Figura 29: composição granulométrica da mistura densa graúda – Superpave

Na mistura densa miúda, o TMN é 12,5 mm. Analisando a figura 30, nota-se que esta composição também fica entre os pontos de controle, entretanto cruza a zona de restrição, ficando próxima à linha de máxima densidade na fração miúda.

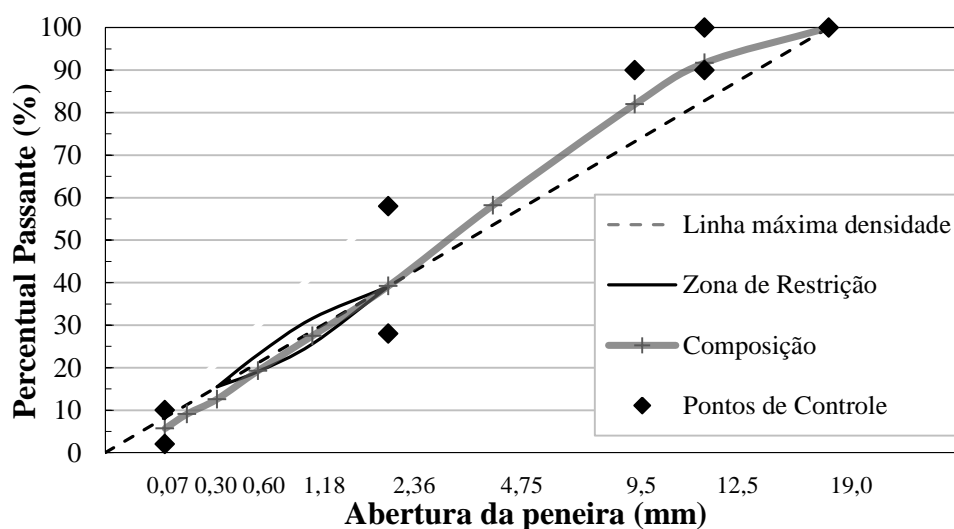


Figura 30: composição granulométrica da mistura densa miúda – Superpave

Na tabela 21 são informados os resultados de massas específicas e absorção das duas granulometrias.

Tabela 21: massa específica real, massa específica aparente e absorção das composições granulométricas

	Mistura graúda	Mistura miúda
Massa específica real (g/cm ³)	2,986	2,982
Massa específica aparente (g/cm ³)	2,855	2,846
Absorção (%)	1,5	1,7

4.3.3 Dosagem das misturas

Os gráficos referentes à dosagem Superpave das misturas graúda e miúda, respectivamente, constam nas figuras 31 e 32. As especificações foram apresentadas na tabela 16.

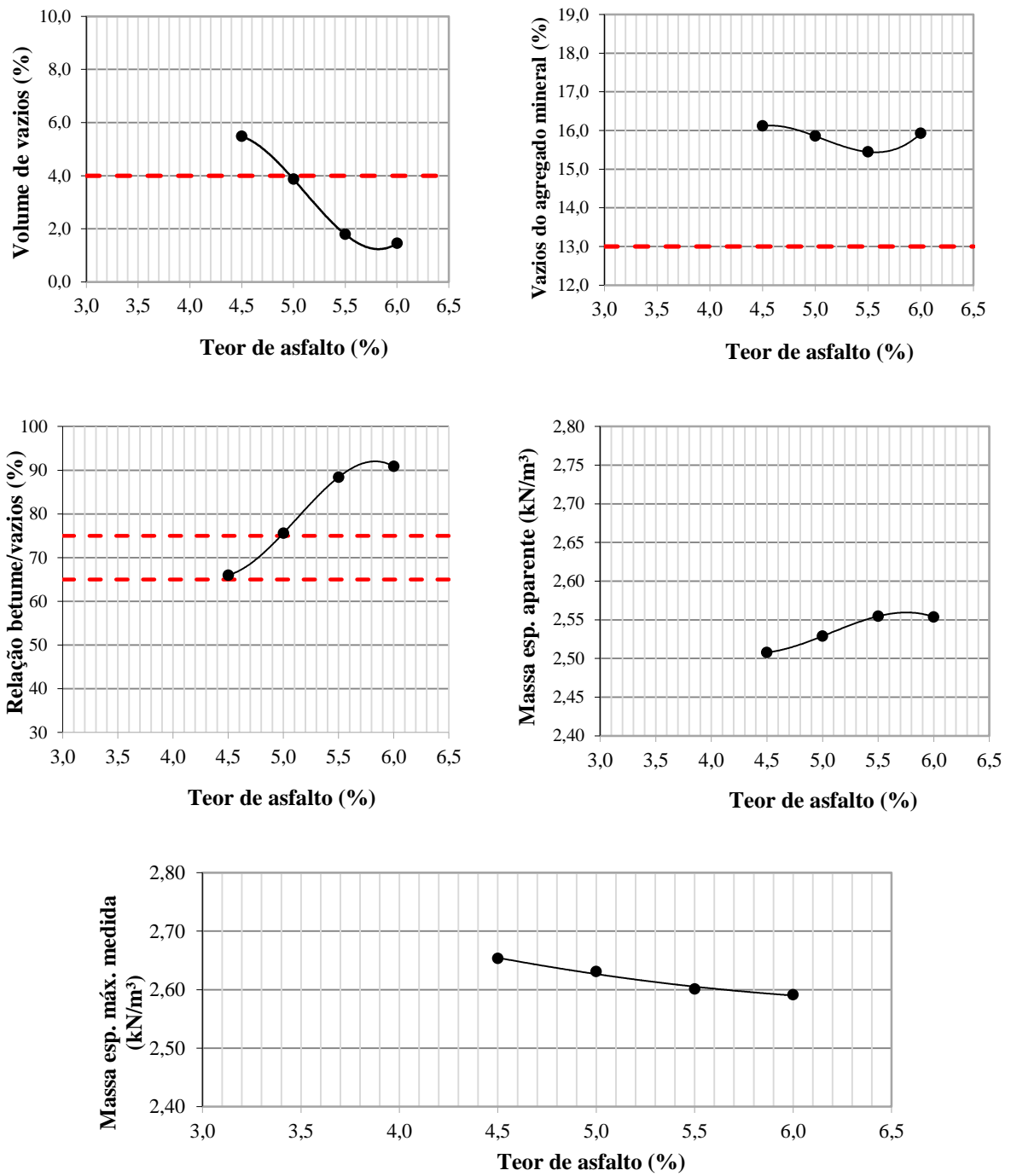


Figura 31: resultados de dosagem da mistura graúda

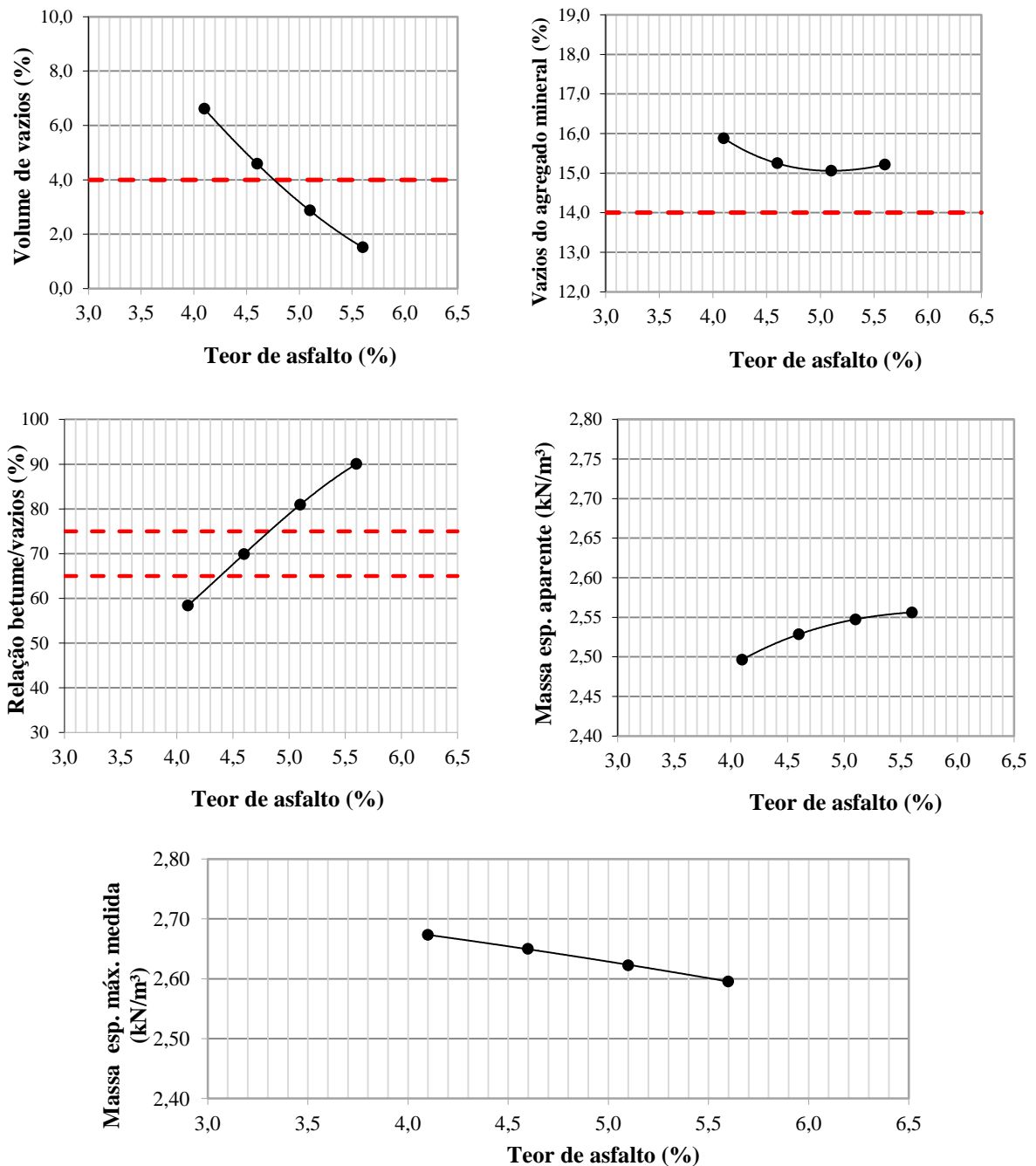


Figura 32: resultados de dosagem da mistura miúda

Para a mistura graúda, com o teor de projeto (5,0%) obteve-se os resultados constantes na tabela 22. Observa-se que a relação betume vazios foi superior ao limite especificado, entretanto como os demais critérios foram atendidos, empregou-se essa proporção.

Tabela 22: resultados Superpave mistura graúda no teor de projeto

Propriedades		Especificação	Mistura
%G _{mm} (%)	N _{ini}	≤ 89,0	85,8
	N _{proj}	96,0	95,9
	N _{max}	≤ 98,0	97,3
VAM mínimo (%)	TMN 19,0 mm	13	16
RBV (%)		65 – 75	76
Proporção pó/asfalto		0,6 – 1,2	1,0

Os resultados da dosagem da mistura miúda no teor de projeto (4,8%) são apresentados na tabela 23. Observa-se que todos os critérios Superpave foram atendidos.

Tabela 23: resultados Superpave mistura miúda no teor de projeto

Propriedades		Especificação	Mistura
%G _{mm} (%)	N _{ini}	≤ 89,0	86,1
	N _{proj}	96,0	95,7
	N _{max}	≤ 98,0	97,0
VAM mínimo (%)	TMN 12,5 mm	14	15
RBV (%)		65 – 75	75
Proporção pó/asfalto		0,6 – 1,2	1,2

Uma vez que a mistura miúda possui maior porcentagem de material fino, os vazios foram mais preenchidos, necessitando de menor teor de ligante – se comparado à mistura graúda – para ocupar os vazios.

4.3.4 Dano por umidade induzida

A resistência retida à tração da mistura graúda foi 87% e da mistura miúda 95%. Desta forma, ambas as misturas possuem adesividade superior à mínima exigida.

4.3.5 Compressão triaxial

Nas figuras 33 a 36 são apresentados os gráficos carga axial *versus* tempo de ensaio para as duas misturas a 35 e 45°C.

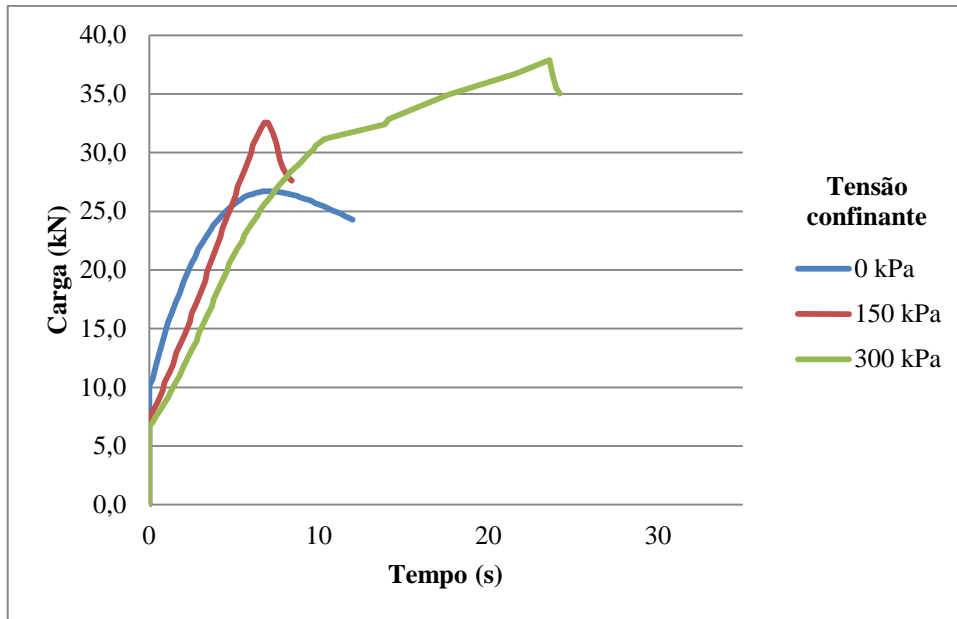


Figura 33: resultados ensaio compressão triaxial mistura graúda a 35°C - Análise 1

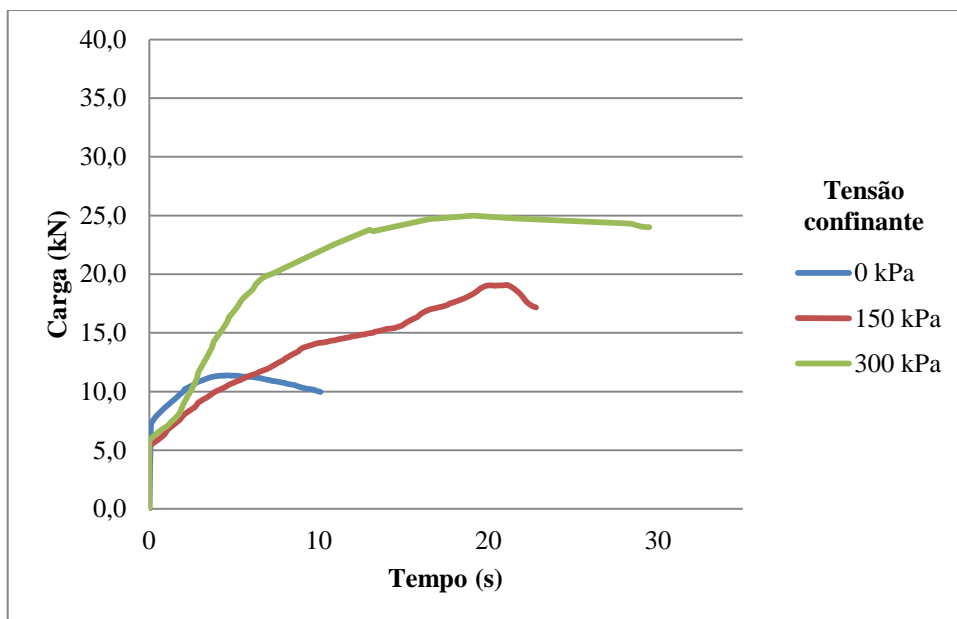


Figura 34: resultados ensaio compressão triaxial mistura graúda a 45°C - Análise 2

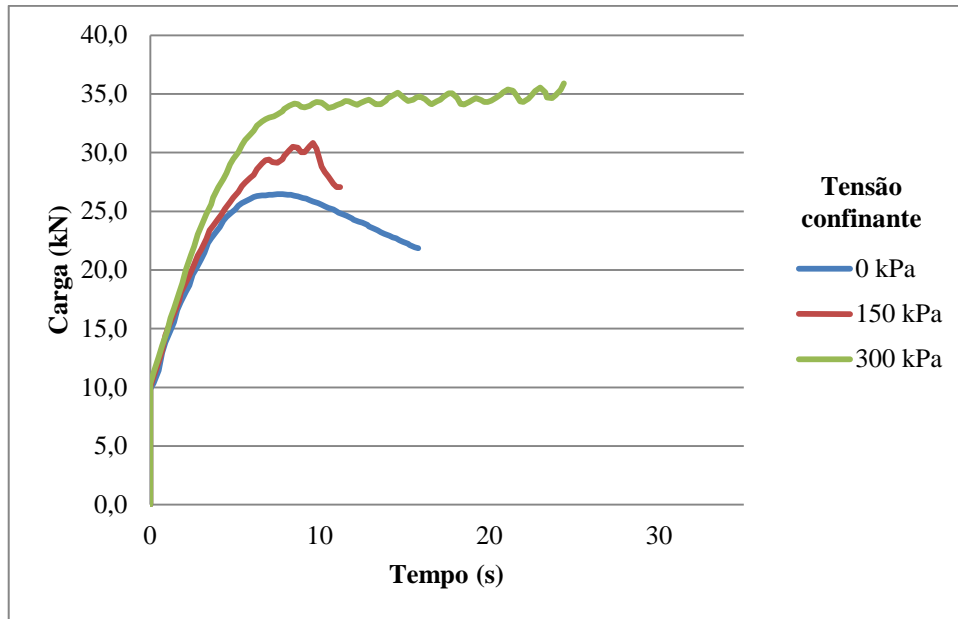


Figura 35: resultados ensaio compressão triaxial mistura miúda a 35°C
- Análise 3

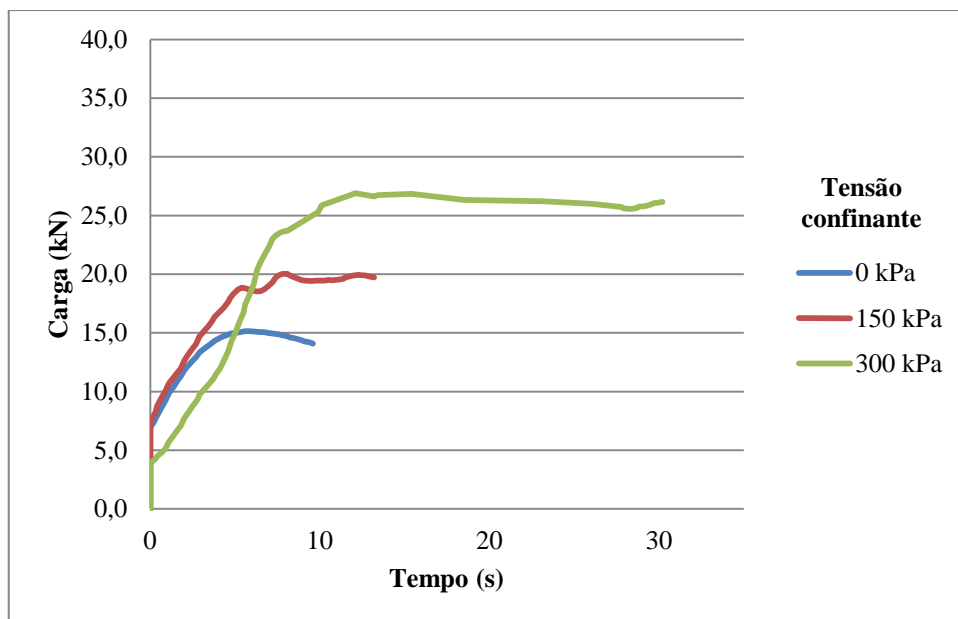


Figura 36: resultados ensaio compressão triaxial mistura miúda a 45°C
- Análise 4

Nota-se que, como esperado, quanto maior o nível de confinamento, maior a carga axial de ruptura. Como também se esperava, nos ensaios realizados a 45°C as cargas de ruptura foram inferiores às dos ensaios realizados a 35°C, fato que está relacionado com a redução da viscosidade do ligante.

Para as quatro análises, com 0 kPa de tensão confinante a forma da curva é semelhante, a carga aumenta até o CP entrar em regime de ruptura e partir deste ponto passa a reduzir. Nas análises 2, 3 e 4 com 300 kPa de tensão confinante não há ruptura definida, a amostra apresenta um comportamento de escoamento. Em nenhuma das análises o comportamento com os três níveis de confinamento é semelhante.

Em todos os CP foi verificado abaulamento lateral, o que caracteriza ruptura plástica. Este fato foi mais expressivo nas amostras com 300 kPa de confinamento, já que não foi possível removê-las da luva plástica, tendo em vista o excesso de deformação lateral. Uma vez que a superfície do CP não é lisa, não foram observadas trincas. Na figura 37 consta um testemunho abaulado sem trincas nítidas. Para melhor visualização, anteriormente à execução do ensaio o CP de mistura graúda testado com 0 kPa de tensão confinante e 45°C foi pintado um *spray* branco. Na figura 38 está destacada a trinca que pôde ser detectada.



Figura 37: abaulamento lateral do CP



Figura 38: trinca no CP rompido

Na figura 39 consta um comparativo entre os ensaios realizados com 50 N/s e 100 N/s em amostras de mistura miúda a 45°C com 300 kPa de confinamento. No início do ensaio o comportamento das curvas é semelhante, porém nota-se que a partir de 9 s no teste com 100 N/s é gerado um patamar e posteriormente a carga volta a crescer. Possivelmente isso foi resultado de acomodação dos agregados. Durante esse ensaio o prato da prensa subiu todo curso possível e o carregamento finalizou em 40 kN, sem aparentemente ter ocorrido a ruptura. Novamente o comportamento apresentado já era esperado, quanto maior a velocidade do ensaio, ou a taxa de carregamento, maior a carga de ruptura.

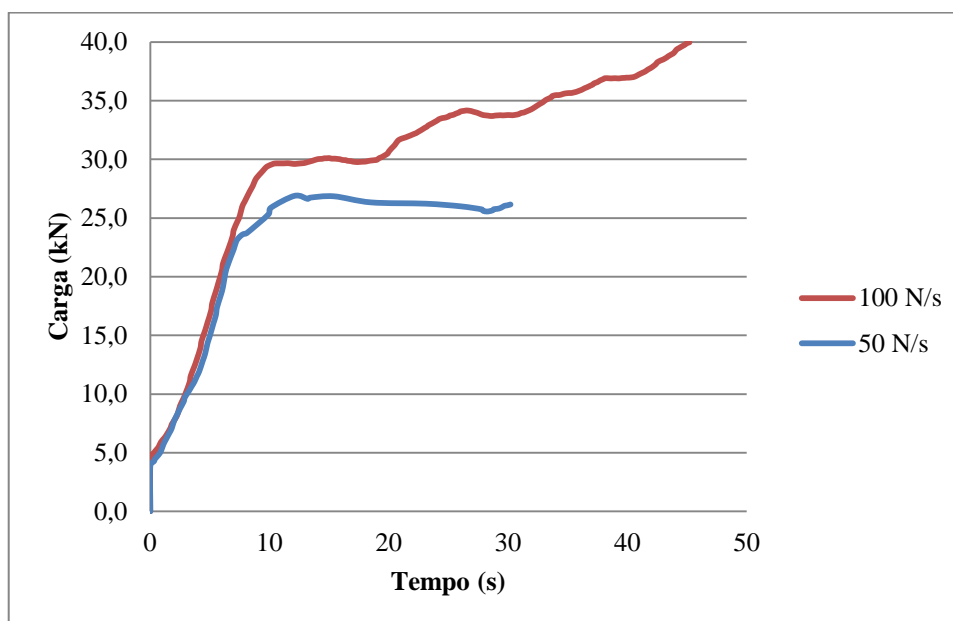


Figura 39: resultados de ensaios em CP de mistura miúda a 45°C com 300 kPa de confinamento e taxas de carregamento de 100 e 50 N/s

No comparativo entre ensaios com carga controlada e com deformação controlada (figura 40) identifica-se uma grande diferença entre a forma das curvas. O ensaio realizado com 157 $\mu\text{m}/\text{min}$ foi finalizado para não danificar os LVDT. Adicionando a linha de tendência nesta curva, percebe-se que novamente o material já estava na fase de escoamento, portanto o ensaio já poderia ser finalizado. As oscilações da carga podem ser decorrentes da regulagem manual da tensão confinante, que acaba não sendo precisa.

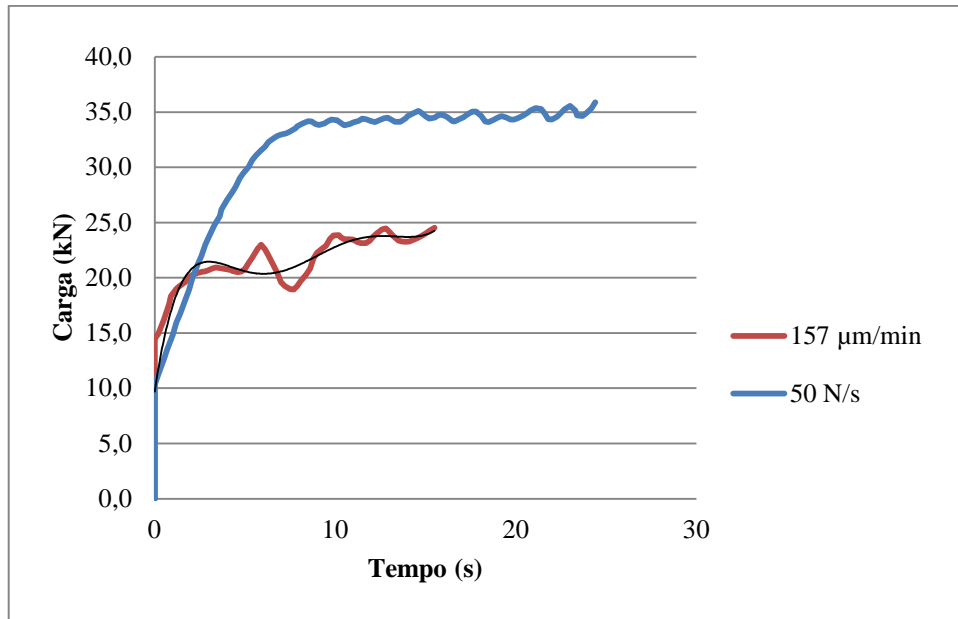


Figura 40: resultados de ensaios em CP de mistura miúda a 45°C com 300 kPa de confinamento e taxas de carregamento de 157 µm/min e 50 N/s

A maior carga de cada um dos ensaios foi transformada em tensão axial (σ_1), a partir do diâmetro inicial do CP. Os resultados constam na tabela 24.

Tabela 24: carga de ruptura e tensão axial de ruptura

σ_3 (kPa)	Mistura Graúda				Mistura Miúda			
	35°C		45°C		35°C		45°C	
	Carga (kN)	σ_1 (kPa)	Carga (kN)	σ_1 (kPa)	Carga (kN)	σ_1 (kPa)	Carga (kN)	σ_1 (kPa)
0	26,7	3.401,8	11,4	1.448,4	26,5	3.370,3	15,1	1.928,6
150	32,6	4.148,2	19,1	2.430,0	30,8	3.924,0	19,0	2.421,8
300	37,9	4.823,0	25,0	3.183,1	35,9	4.570,2	26,9	3.423,9

Para que pudessem ser traçados os gráficos p x q, os quais são apresentados nas figuras 41 e 42, foram utilizados os dados desta tabela. A envoltória de ruptura foi traçada a partir de uma tendência linear que possui boa correlação dos pontos.

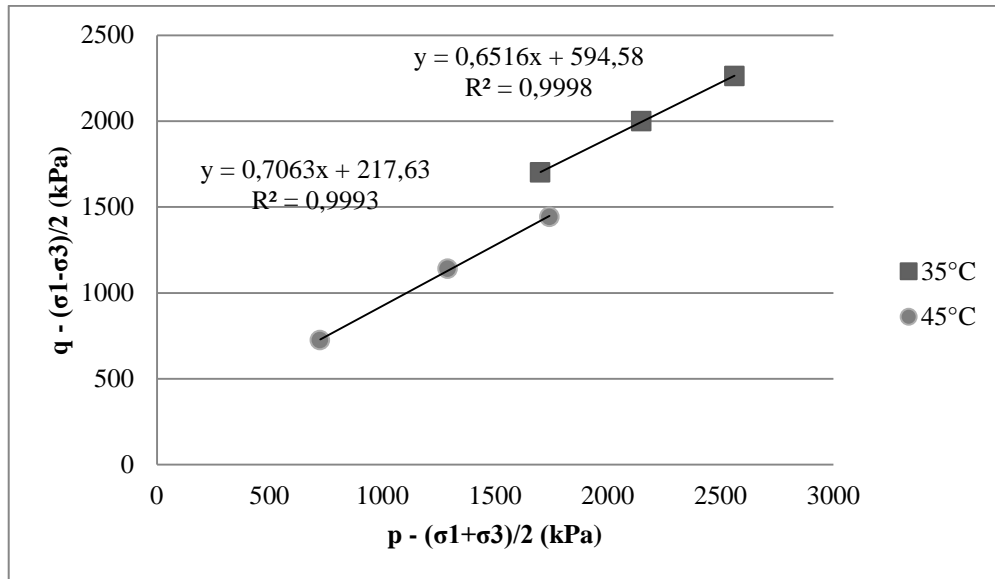


Figura 41: diagrama p x q da mistura graúda

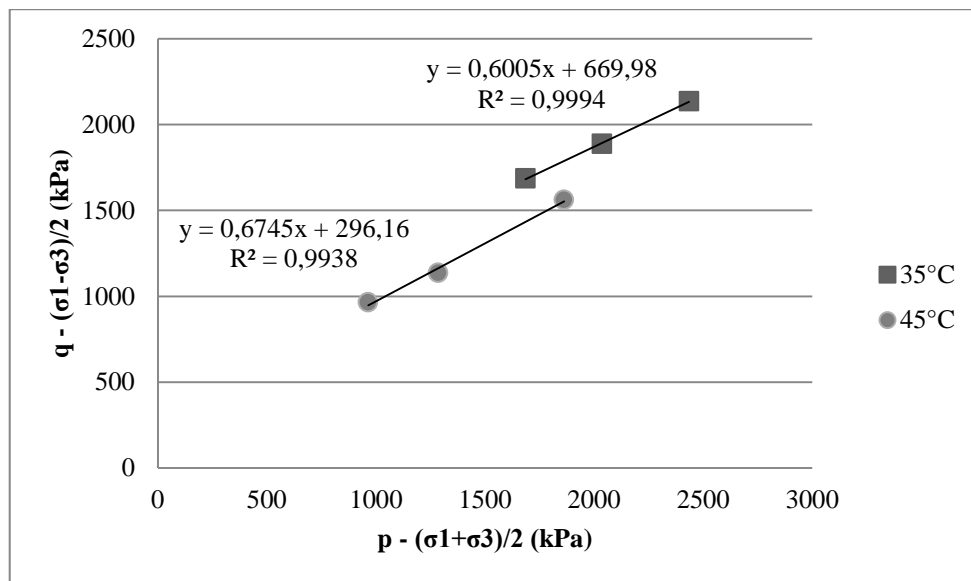


Figura 42: diagrama p x q da mistura miúda

A partir dos coeficientes angulares e dos termos independentes das retas, obteve-se os parâmetros a e α que foram transformados, através das equações constantes na figura 5, em coesão e ângulo de atrito. Estes valores constam na tabela 25.

Como já mencionado, a coesão depende: do tipo de ligante, da temperatura do ensaio, da taxa de carregamento e da tensão confinante. Dos estudos apresentados na revisão bibliográfica, Tan et al. (1994), Pellinen et al. (2004) e Kaloush et al. (2010) são os únicos que empregam tensões de confinamento semelhantes às adotadas no trabalho em tela, porém Pellinen et al.

(2004) realizaram o ensaio com temperatura superior. Apesar da taxa de carregamento não ser a mesma, nota-se que no ensaio realizado a 45°C por Tan et al. (1994) o resultado de coesão – 350 kPa – foi próximo ao encontrado neste trabalho. No ensaio realizado a 37,8°C por Kaloush et al. (2010) obteve-se coesão de 160 kPa, bastante inferior ao encontrado nos ensaios conduzidos a 35°C durante a presente dissertação. Contudo, cabe salientar que o resultado de Kaloush et. al (2010) também foi bastante inferior aos 500 kPa alcançados por Tan et al. (1994) no ensaio a 40°C.

Tabela 25: resultados de coesão e ângulo de atrito

	Mistura Graúda		Mistura Miúda	
	35°C	45°C	35°C	45°C
Coesão (kPa)	784	307	838	401
Ângulo de atrito (°)	40,7	44,9	36,9	42,4

Com relação ao ângulo de atrito, os resultados obtidos neste trabalho ficaram dentro da faixa apresentada na revisão bibliográfica (de 35,7 à 49,0°).

Através dos dados da tabela 25 percebe-se que aumentando a temperatura do ensaio a coesão reduziu. Isto está de acordo com a literatura e confirma que a viscosidade do ligante é a maior fonte de coesão da mistura. Na mistura graúda a redução foi de 61% e na mistura miúda 52%. Esta diferença na redução da coesão pode estar atrelada à variação do teor de ligante de projeto das misturas e a diferente porcentagem de finos. A mistura miúda possui maior coesão em ambas as situações, caracterizando um mástique mais coeso.

Na temperatura de 35°C a coesão da mistura miúda é 6,9% maior que a da mistura graúda, já em 45°C a coesão da mistura é 30,5% maior. Sendo assim, em altas temperaturas a distribuição granulométrica (com alteração de teor de ligante) influencia mais a coesão do que em temperaturas mais baixas.

Como se esperava, o ângulo de atrito da mistura graúda foi superior, isto porque a curva granulométrica foi composta com o objetivo de garantir maior intertravamento dos grãos graúdos. De acordo com a bibliografia pesquisada, a mudança de temperatura do ensaio não altera o ângulo de atrito, visto que ele depende apenas do esqueleto mineral. Porém, não foi

isso que ocorreu. Aumentando a temperatura do ensaio, o ângulo de atrito da mistura graúda passou de $40,7^\circ$ para $44,9^\circ$. Na mistura miúda o ângulo de $36,9^\circ$ passou para $42,4^\circ$.

Uma possível explicação é que com o aumento da temperatura, a viscosidade do ligante é reduzida, permitindo movimentação das partículas, aumentando o contato grão-grão. Além disso, com a redução da viscosidade as partículas finas do mástique são mais mobilizadas,

Outra possível explicação para a mudança do ϕ é a organização dos agregados no CP durante a moldagem. Apesar do V_v das amostras ter ficado dentro da faixa estabelecida, possivelmente a forma de distribuição dos agregados foi distinta, impactando neste parâmetro.

Um fato que pode ter mascarado algum resultado é a forma de controle da tensão confinante. Quando a carga axial era aplicada a tensão confinante aumentava, para manter a pressão constante era necessária abertura da válvula da bomba manualmente. Alguns ensaios tiveram que ser repetidos, pois a tensão confinante aumentava muito rápido e quando abria-se a válvula gerava-se uma redução na curva carga-tempo, posteriormente a curva voltava a subir, causando uma oscilação. Para reduzir esse efeito, uma alternativa é empregar menor velocidade (taxa de carregamento) no ensaio.

Para melhor visualização, as quatro envoltórias foram plotadas no figura 43.

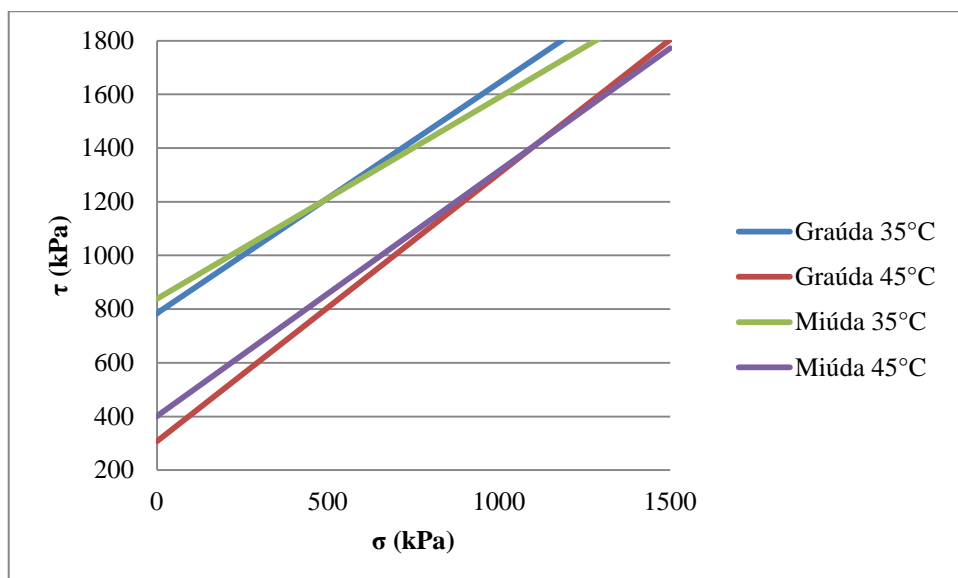


Figura 43: envoltórias de ruptura

4.3.6 Resistência à tração e módulo de resiliência

Os resultados de MR e de RT das misturas analisadas nas diferentes temperaturas de ensaio são apresentados na tabela 26 e nas figuras 44 e 45. Cabe salientar que o R^2 das quatro linhas de tendência foi 0,99.

Tabela 26: resultados de MR e RT

Mistura	MR (MPa)			RT (MPa)		
	10°C	35°C	45°C	10°C	35°C	45°C
Graúda	22.389	3.156	962	2,78	0,52	0,18
Miúda	26.478	3.201	842	2,67	0,54	0,19

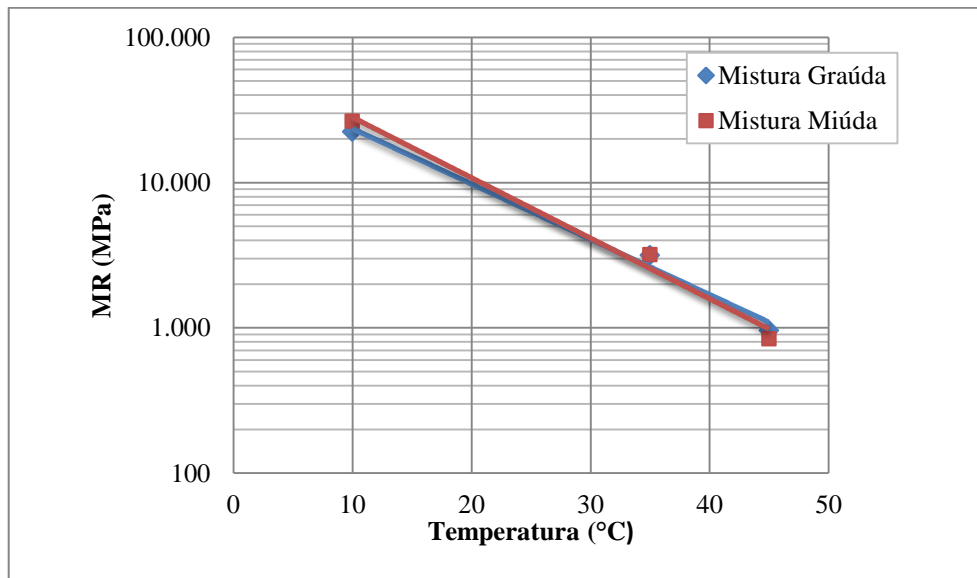


Figura 44: variação do MR com a temperatura

Verifica-se que os resultados das duas misturas possuem a mesma ordem de grandeza. Desta forma, conclui-se que as propriedades mecânicas analisadas não são fortemente influenciadas pelo esqueleto pétreo.

Para a mistura graúda, aumentando a temperatura do ensaio de 35 para 45°C há uma redução de 70% do MR; para a mistura miúda esta perda é de 74%. Portanto pode-se dizer que para as temperaturas elevadas, o comportamento do MR de ambas as misturas é semelhante. Porém, reduzindo a temperatura de 35 para 10°C o módulo da mistura graúda tem um acréscimo de 610%, já na mistura miúda este acréscimo é de 727%. O fato de haver uma grande variação

do MR indica que essas misturas são mais suscetíveis a sofrer deformação plástica em altas temperaturas e a trincar em baixas.

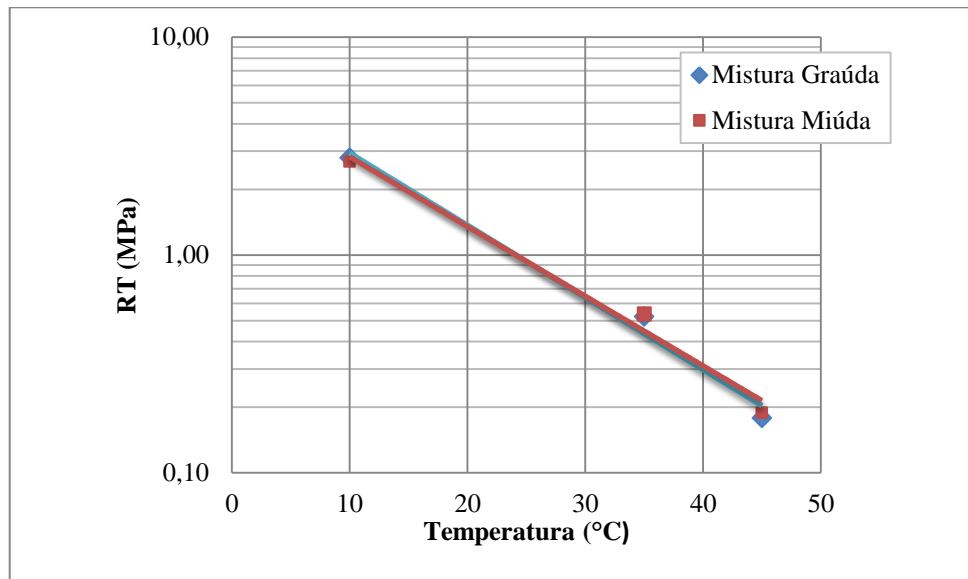


Figura 45: variação da RT com a temperatura

5 MODELAGEM POR ELEMENTOS FINITOS

No intuito de poder estimar as tensões cisalhantes geradas no topo do revestimento do pavimento, realizaram-se simulações por elementos finitos com o auxílio do *software* Abaqus (versão 6.13.1). Recorreu-se a este programa, pois:

- a) é possível considerar carregamento não uniforme e de diversas formas;
- b) não há restrição no número de camadas do pavimento;
- c) os resultados requeridos (tensões cisalhantes) são gerados;
- b) os dados de saída são gráficos em três dimensões, o que facilita a visualização e o entendimento.

Neste capítulo serão apresentados a metodologia empregada e os resultados gerados na modelagem por elementos finitos. No Apêndice A há um tutorial para elaboração de uma estrutura de pavimento no Abaqus.

5.1 MÉTODO

Nos itens que seguem serão descritos o carregamento considerado, a estrutura analisada, bem como os parâmetros solicitados pelo *software* para proceder a análise.

5.1.1 Magnitude e forma do carregamento

Para análise por elementos finitos foi escolhido um eixo simples de rodas duplas. Cada pneu possuía carga de 48,5 kN e pressão de inflação de 720 kPa. Buscou-se considerar a tensão de contato obtida por De Beer et al. (1997) através de instrumentação, a qual é apresentada na figura 46.

Na figura 47 a tensão de contato em função da largura do pneu foi redesenhada para a pressão de enchimento de 720 kPa, considerando 8 bandas, sendo esta a distribuição utilizada. Neste trabalho foi considerado carregamento estático.

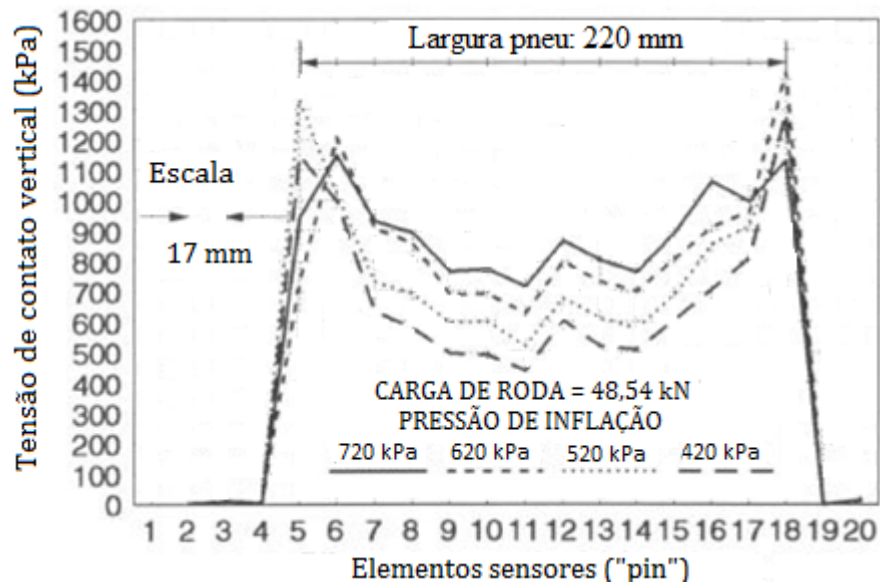


Figura 46: tensão vertical de contato ao longo da largura do pneu em diferentes pressões de inflação (baseada em: DE BEER et al., 1997)

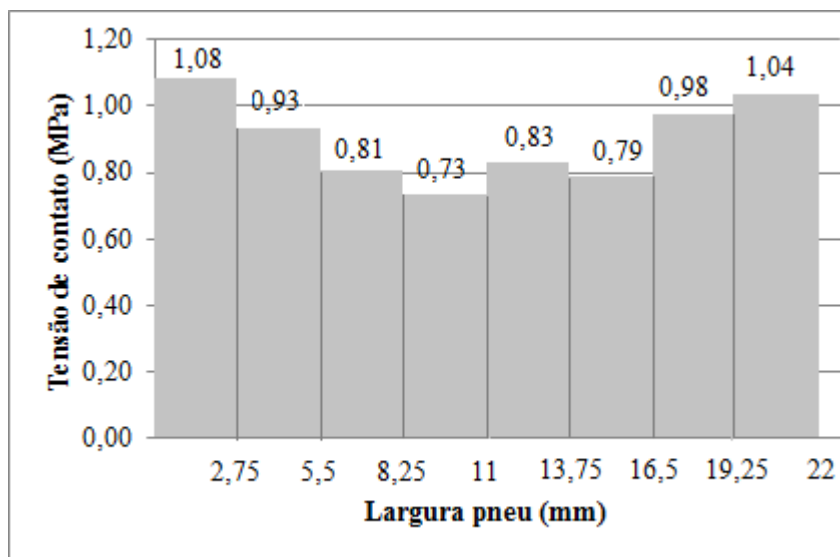


Figura 47: tensão vertical de contato de um pneu com 48,5 kN de carga 720 kPa de pressão de inflação

A forma da área de contato foi a proposta por Huang (2004), composta por um retângulo e duas semiesferas, aproximando-se de uma elipse, conforme mostra a figura 48. A largura da área foi 220,00 mm, portanto o comprimento 366,67 mm.

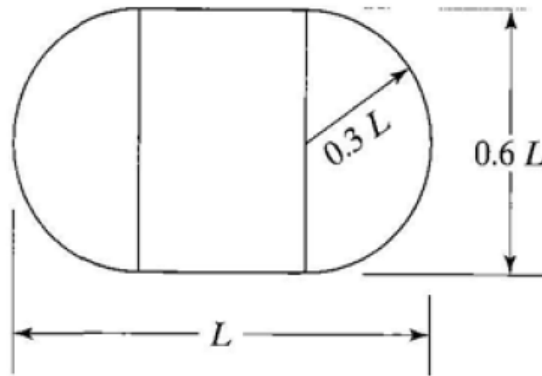


Figura 48: área de contato (baseada em: HUANG, 2004)

Foi analisado apenas o semieixo, como considerado em diversos softwares (EVERSTRESS e KENPAVE, por exemplo). Na figura 49 consta o semieixo empregado, com os dois pneus divididos em 8 bandas, sendo que cada banda possuía a tensão de contato já apresentada na figura 47.

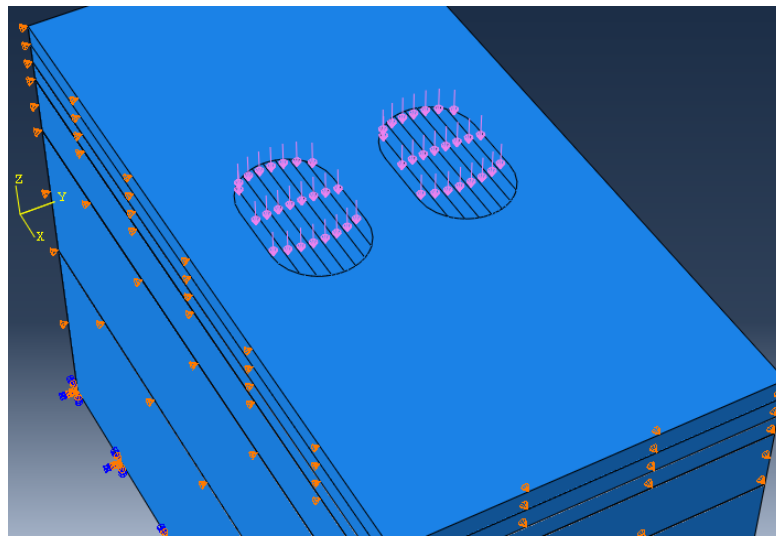


Figura 49: carregamento empregado na análise por elementos finitos

5.1.2 Estrutura e materiais

Para modelagem foram utilizados os dados da estrutura do pavimento do Lote 1 da BR-101/RS (entre os km 00 e 25), retirados de Garcia (2010). As camadas de revestimento (10 cm) e de *binder* (5 cm) da estrutura original foram transformadas em uma camada de mesmo material com 15 cm de espessura, sendo empregados os valores de MR e μ obtidos no presente trabalho para a mistura densa graúda. Na figura 50 é apresentada a estrutura analisada. O subleito, para modelagem, possuía 50 cm de espessura.

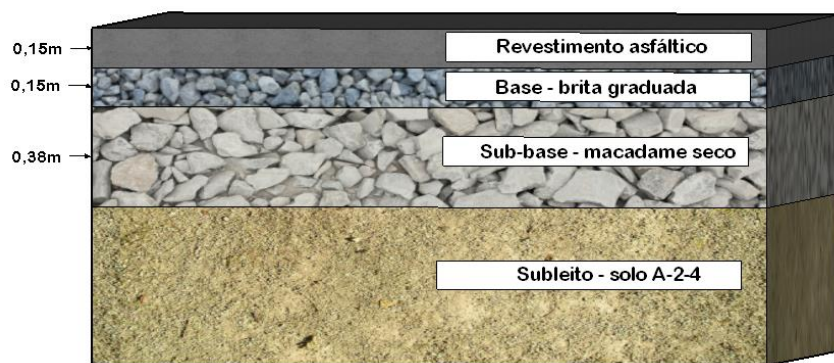


Figura 50: estrutura analisada

Foi considerado que todos os materiais possuíam comportamento elástico linear. Quatro condições foram simuladas:

- a) Condição 1: camada de revestimento com temperatura homogênea de 45°C. Portanto o MR foi o obtido no ensaio, 962 MPa. O μ foi o mesmo empregado para cálculo do MR, 0,45;
- b) Condição 2: camada de revestimento com temperatura homogênea de 35°C. Portanto o MR foi o obtido no ensaio, 3.156 MPa. O μ foi o mesmo empregado para cálculo do MR, 0,375;
- c) Condição 3: dia típico de verão. A camada de revestimento foi subdividida em três partes de 5 cm, cada uma possuindo temperatura diferente. As temperaturas foram baseadas nos dados das 14 h da figura 15. Os valores de MR para cada temperatura foram interpolados a partir dos resultados apresentados na figura 44.
- d) Condição 4: dia típico de inverno. A camada de revestimento foi subdividida em três partes de 5 cm, cada uma possuindo temperatura diferente. As temperaturas foram baseadas nos dados das 10 h da figura 16. Os valores de MR para cada temperatura foram interpolados a partir dos resultados apresentados na figura 44.

Nas figuras 51 e 52 constam os valores de MR e μ utilizados nas análises das Condições 3 e 4. Na tabela 27 constam os dados das demais camadas empregados para as quatro condições.

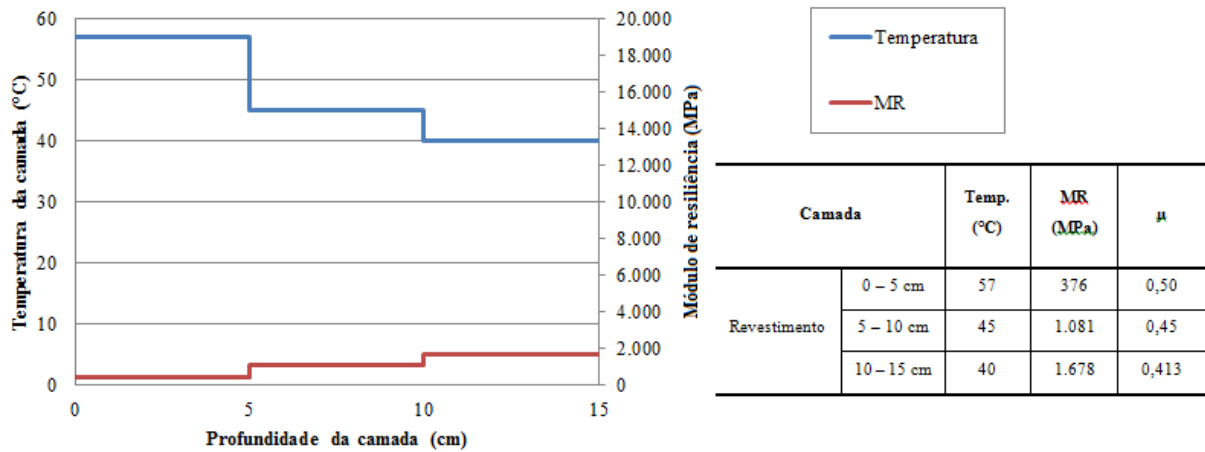


Figura 51: Condição 3 (dia de verão)

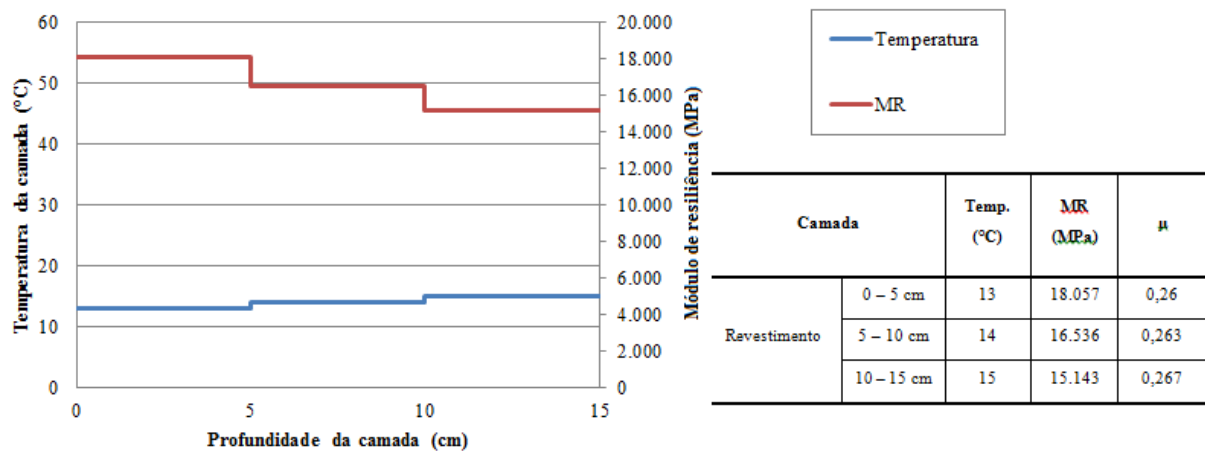


Figura 52: Condição 4 (dia de inverno)

Tabela 27: propriedades elásticas empregadas nas quatro condições

Camadas	MR (MPa)	μ
Base	172	0,35
Sub-base	290	0,35
Subleito	97	0,35

5.1.3 Malha

Por conta do tempo de execução e da memória requerida, foi empregada uma malha não homogênea. Como pode ser visto na figura 53, a densificação foi superior no revestimento, diminuindo até o subleito, pois o objetivo era apenas analisar as tensões cisalhantes do revestimento.

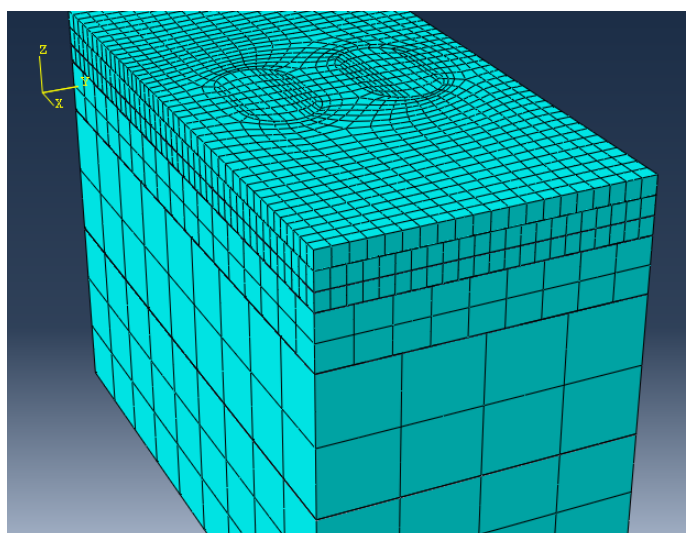


Figura 53: exemplo da malha empregada nas Condições 3 e 4

A malha foi feita com elementos denominados C3D20R. Isso significa que os elementos eram sólidos contínuos, possuíam 20 nós e os dados em pontos fora dos nós eram obtidos através de interpolação quadrática.

5.1.4 Condições de contorno

Foram utilizadas três condições de contorno. O fundo do subleito foi engastado, ou seja, foi impedida movimentação nos três eixos. A parede que corta a estrutura transversalmente ao sentido do tráfego (eixo y) foi impedida de movimentar-se no eixo x , já a parede que corta a estrutura paralelamente foi impedida no eixo y .

5.1.5 Restrições

As restrições utilizadas foram as que amarram duas superfícies, deixando-as em conjunto.

5.2 RESULTADOS

O *software* emprega a notação da mecânica clássica, ou seja, as tensões de tração são expressas pelo sinal positivo e as tensões de compressão pelo sinal negativo. A cor vermelha indica a maior tensão de tração, já a cor azul marinho a maior tensão de compressão.

Nas figuras 54 a 65 constam os gráficos das tensões cisalhantes gerados pelo *software* para as quatro condições. Foram feitos cortes no pavimento para melhor visualização.

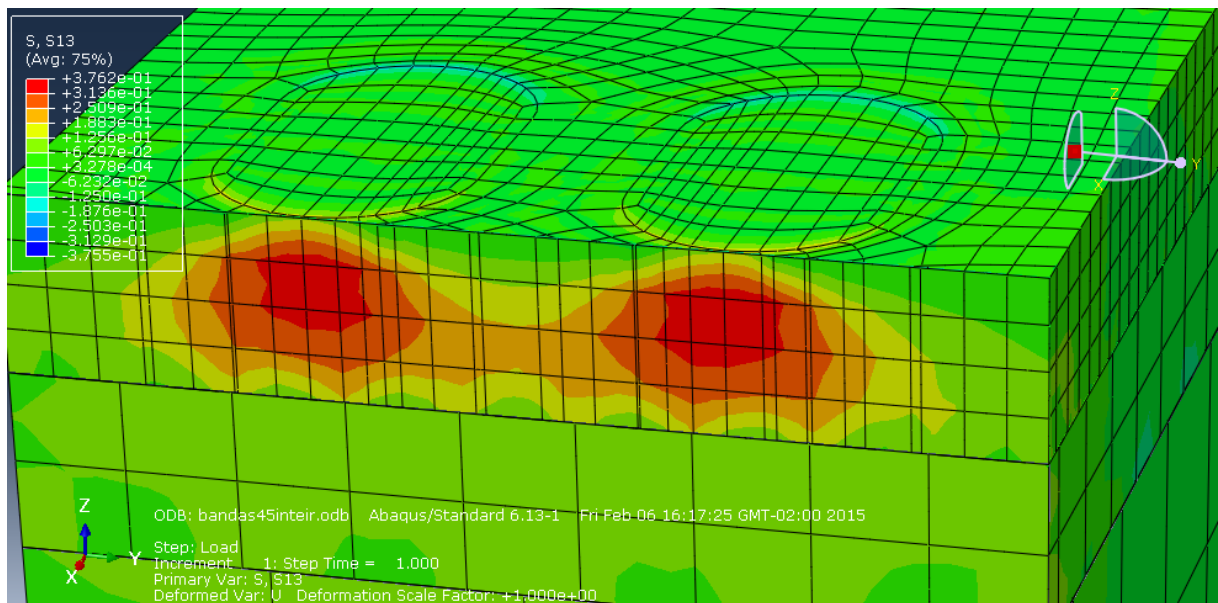


Figura 54: tensões cisalhantes plano xz – Condição 1 (45°C)

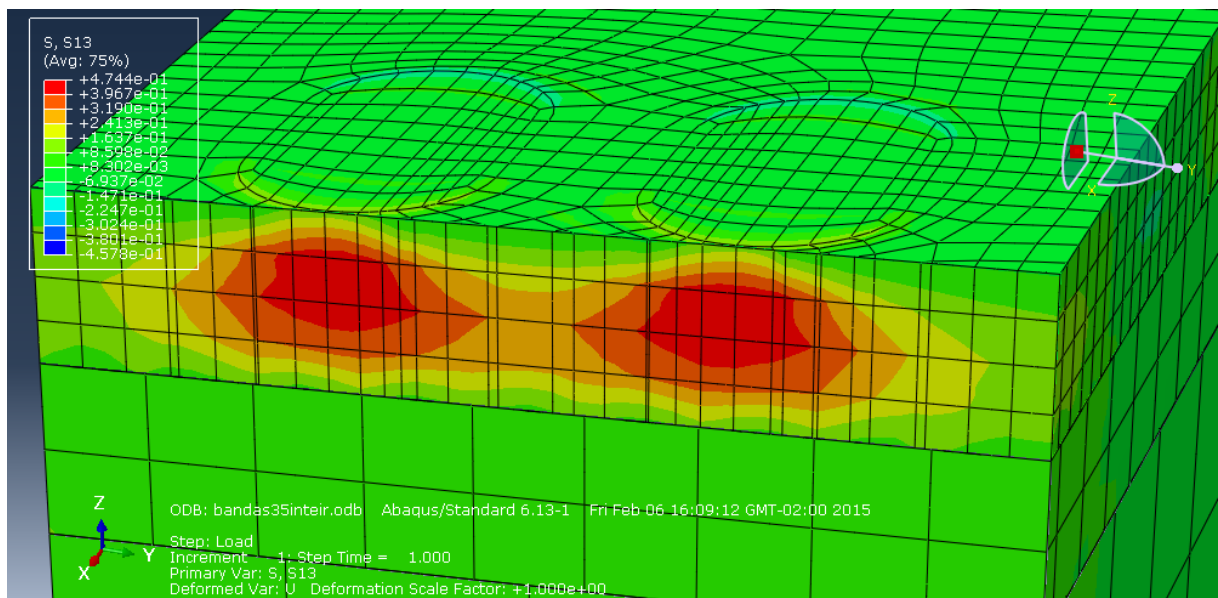


Figura 55: tensões cisalhantes plano xz – Condição 2 (35°C)

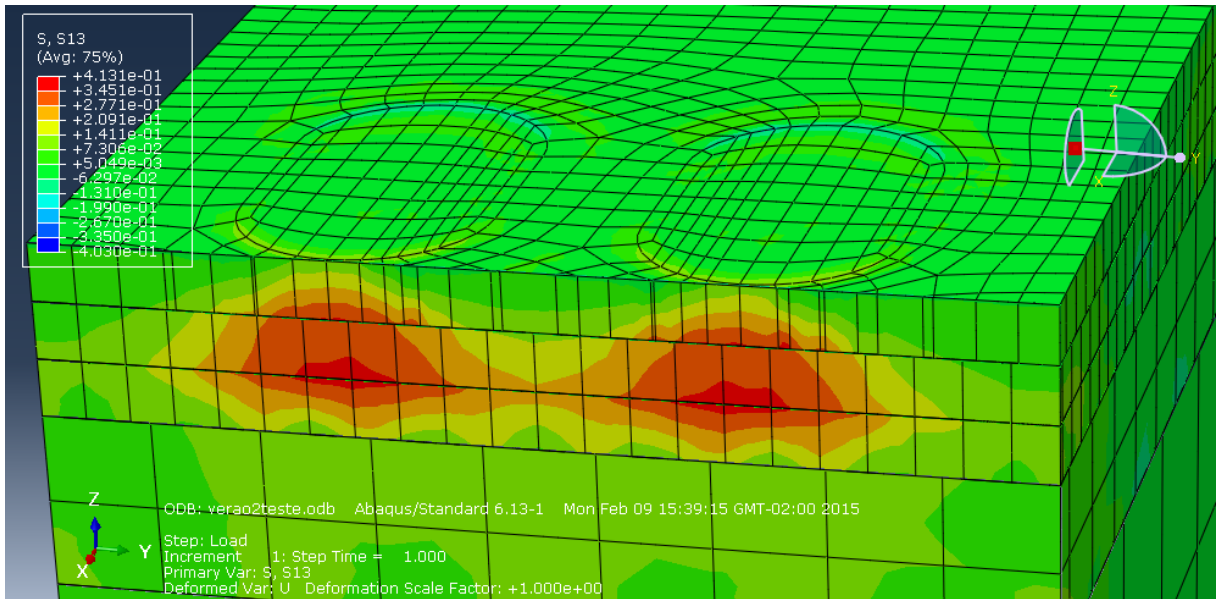


Figura 56: tensões cisalhantes plano xz – Condição 3 (verão)

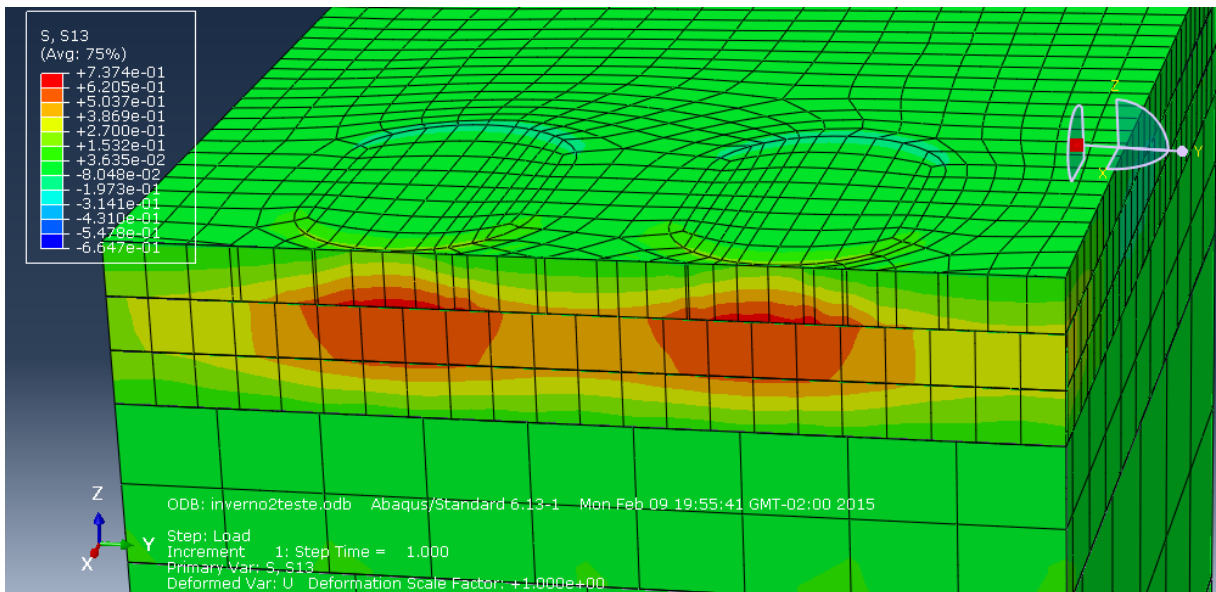


Figura 57: tensões cisalhantes plano xz – Condição 4 (inverno)

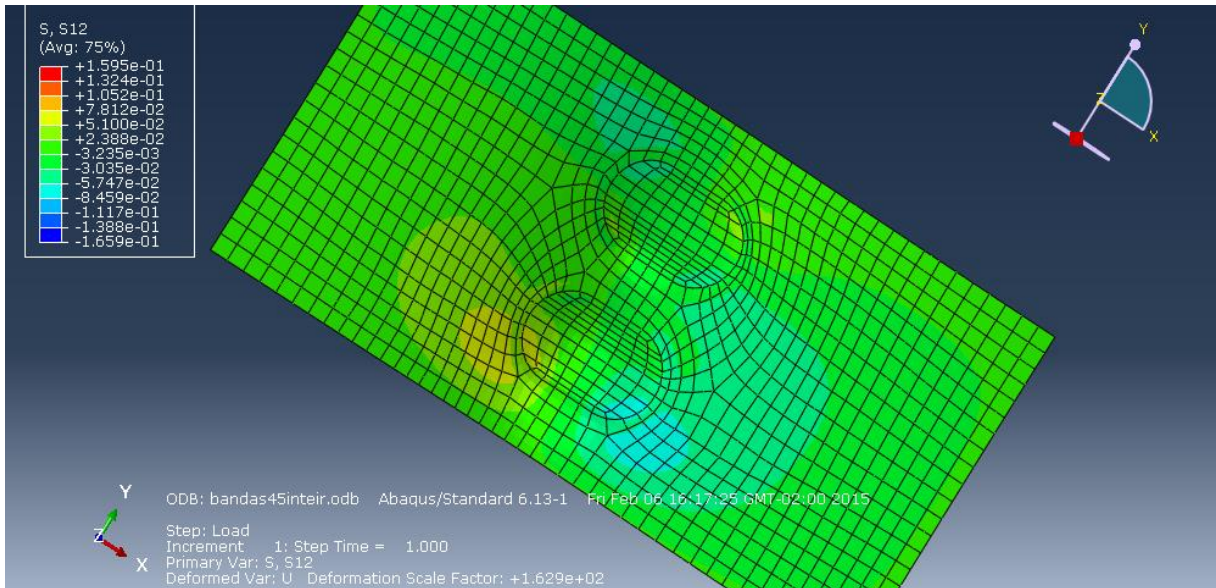


Figura 58: tensões cisalhantes plano xy – Condição 1 (45°C)

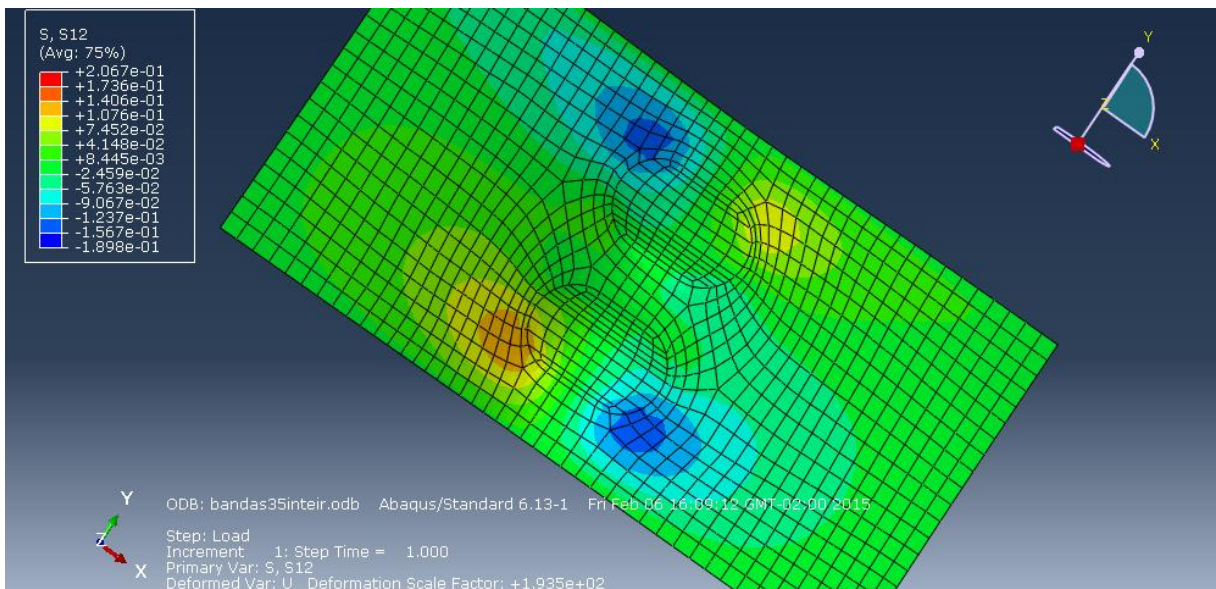


Figura 59: tensões cisalhantes plano xy – Condição 2 (35°C)

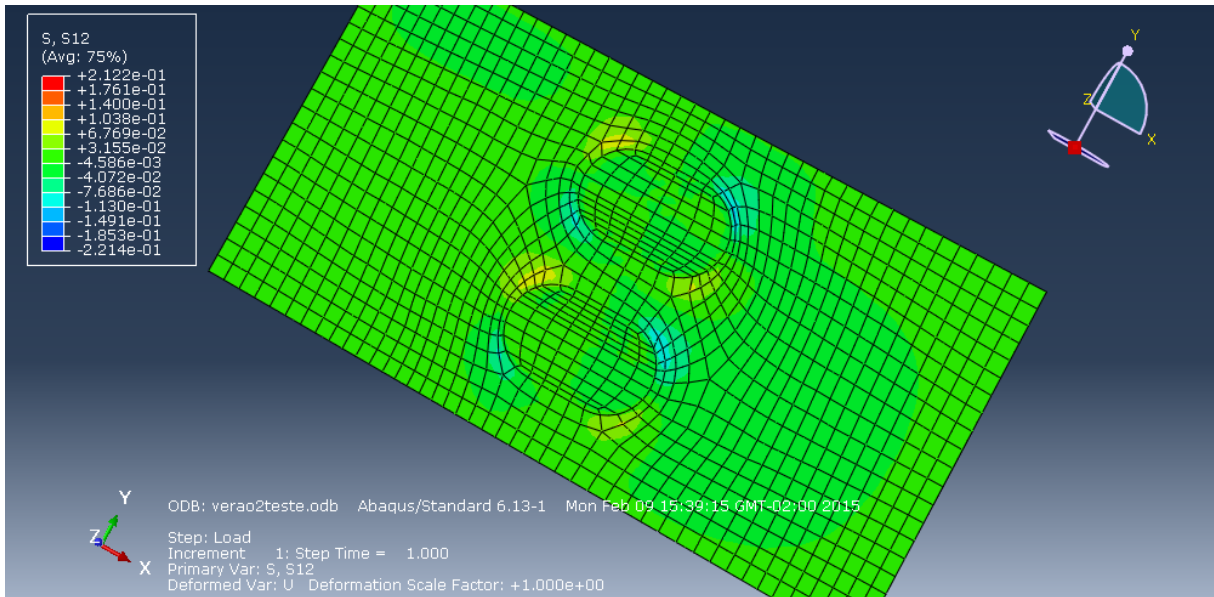


Figura 60: tensões cisalhantes plano xy – Condição 3 (verão)

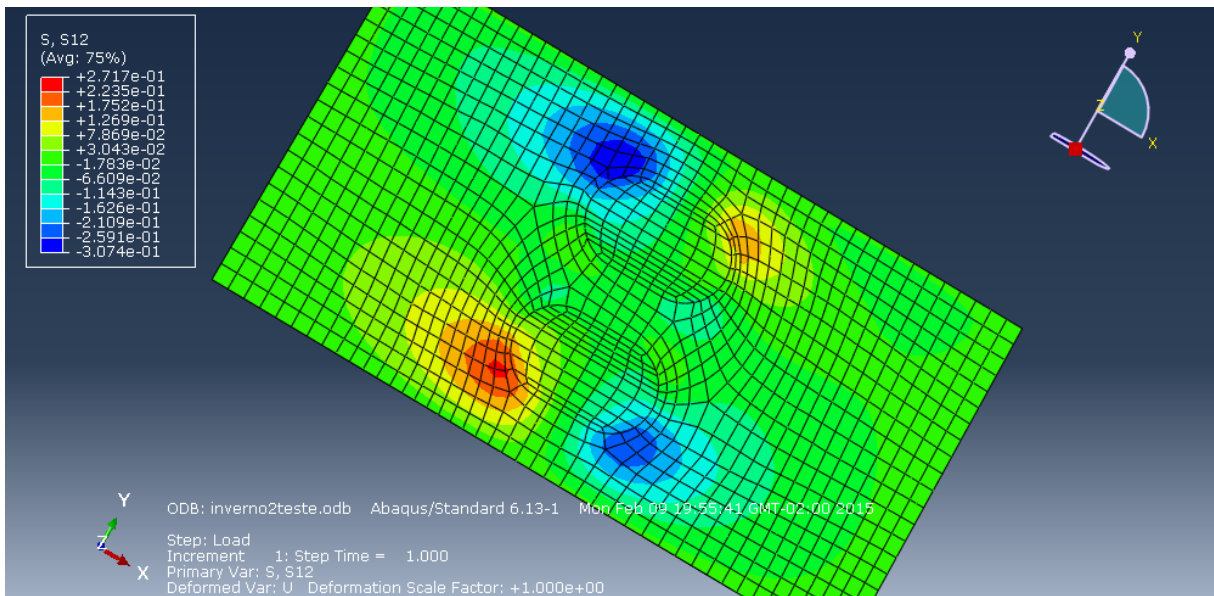


Figura 61: tensões cisalhantes plano xy – Condição 4 (inverno)

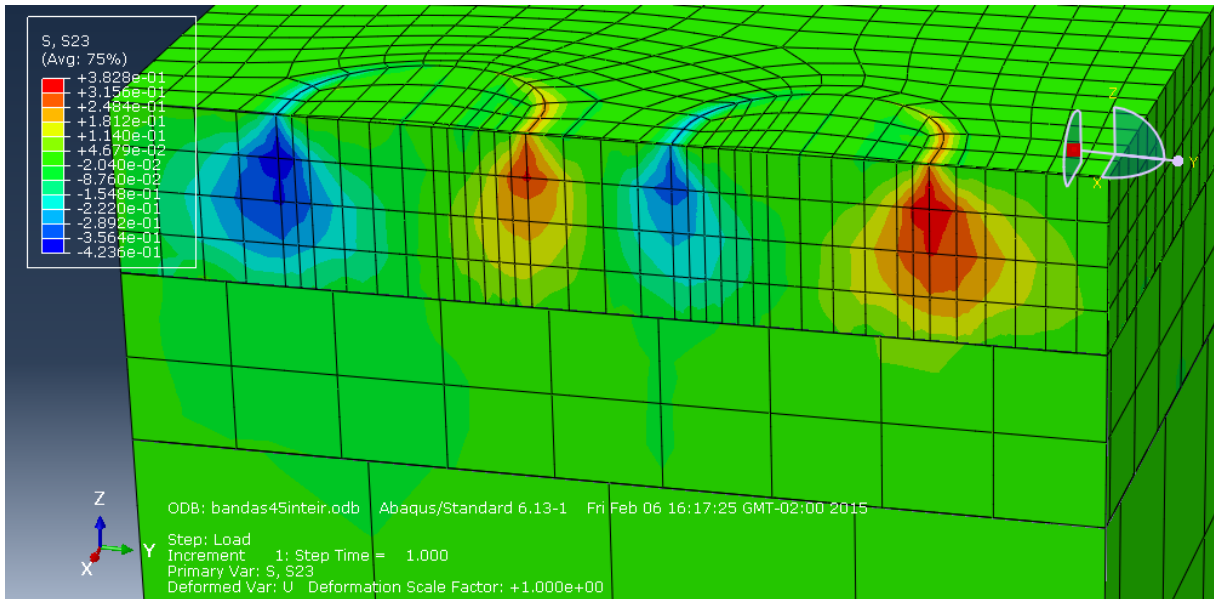


Figura 62: tensões cisalhantes plano yz – Condição 1 (45°C)

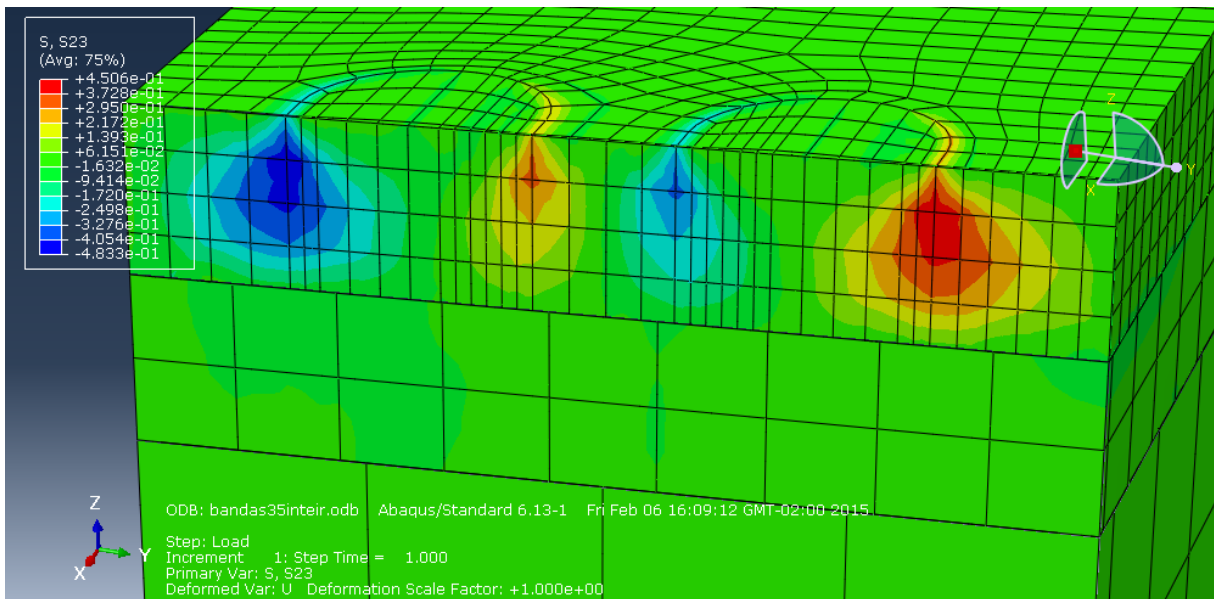


Figura 63: tensões cisalhantes plano yz – Condição 2 (35°C)

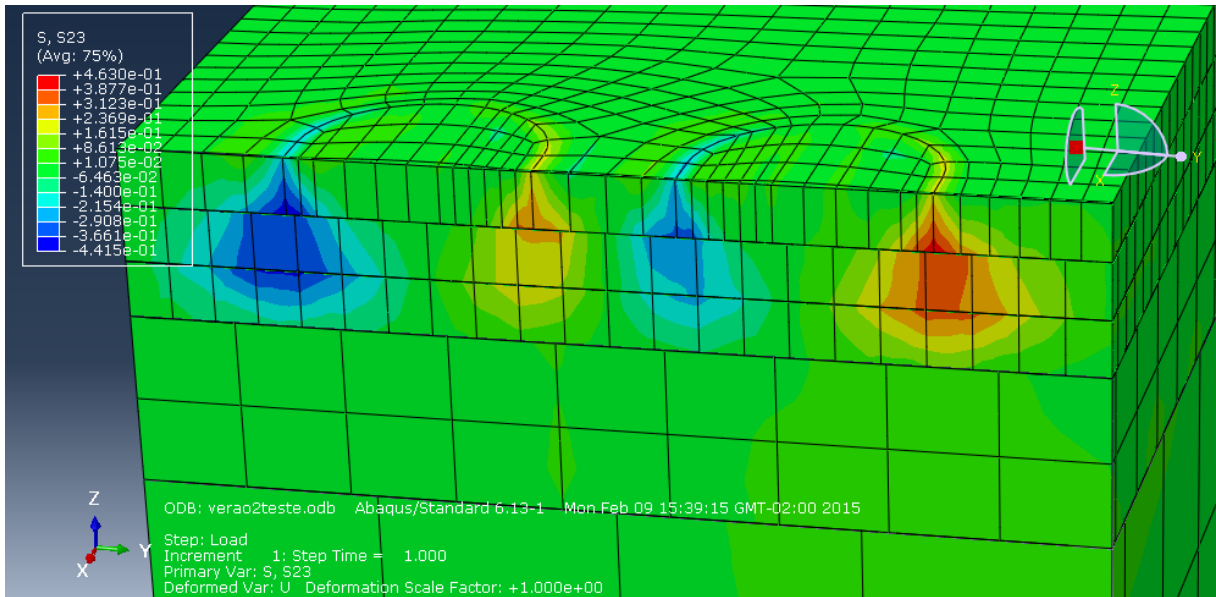


Figura 64: tensões cisalhantes plano yz – Condição 3 (verão)

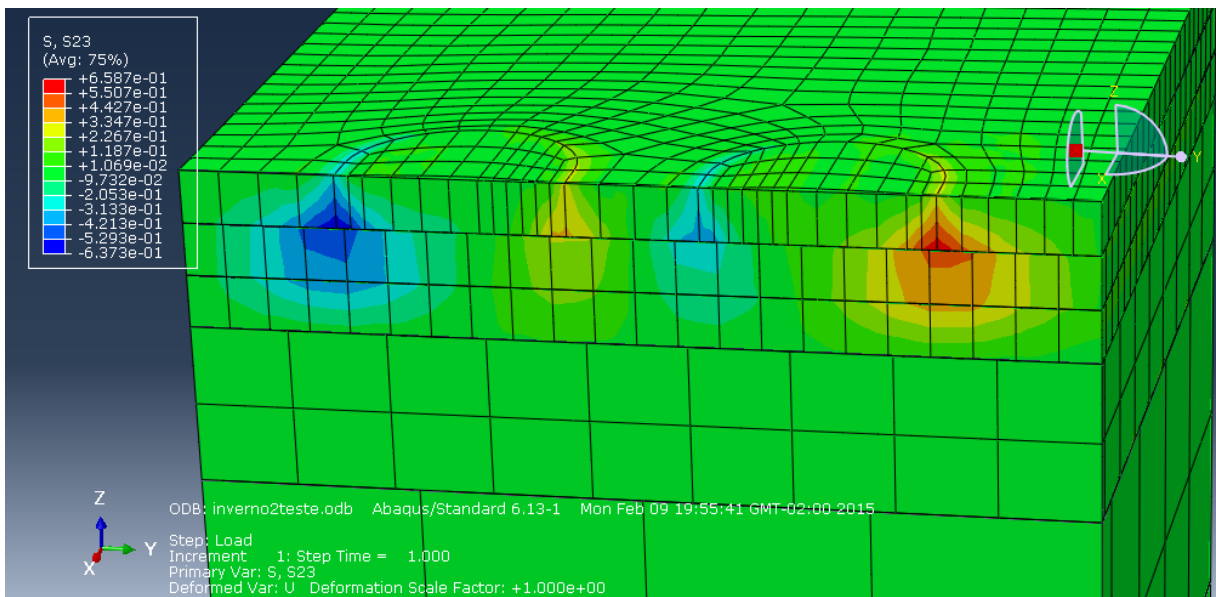


Figura 65: tensões cisalhantes plano yz – Condição 4 (inverno)

A distribuição das tensões nos planos xz e yz é mais parecida nas Condições 1 e 2. Avaliando estes mesmos planos, percebe-se que as manchas vermelha e azul marinho – indicativas das maiores tensões cisalhantes – são menores nas Condições 3 e 4.

Na Condição 4 as maiores tensões cisalhantes do plano xy já são observadas na superfície do pavimento. O mesmo não ocorre nas demais condições, visto que as cores presentes nas

figuras são mais suaves. Na Condição 3 as tensões cisalhantes presentes no topo do revestimento são de baixa intensidade e atingem uma área bem inferior às demais.

As tensões cisalhantes no plano yz da Condição 1 são apresentadas na figura 66 por outro ângulo. Percebe-se que as maiores tensões (caracterizadas pelo tom mais escuro de azul) não iniciam na superfície do revestimento, e sim entorno de 2,0 cm abaixo. Na Condição 4 as maiores tensões iniciam a 4,0 cm da superfície. Esse mesmo fato foi observado por Su et al. (2008), os quais analisaram com elementos finitos uma camada de concreto asfáltico de 15,0 cm de espessura com MR de 3.000 MPa sobre uma camada de base de brita graduada tratada com cimento de 30 cm de espessura com MR de 6.000 MPa, para diversas pressões de inflação e cargas, e observaram as maiores tensões cisalhantes a 6,0 cm do topo.

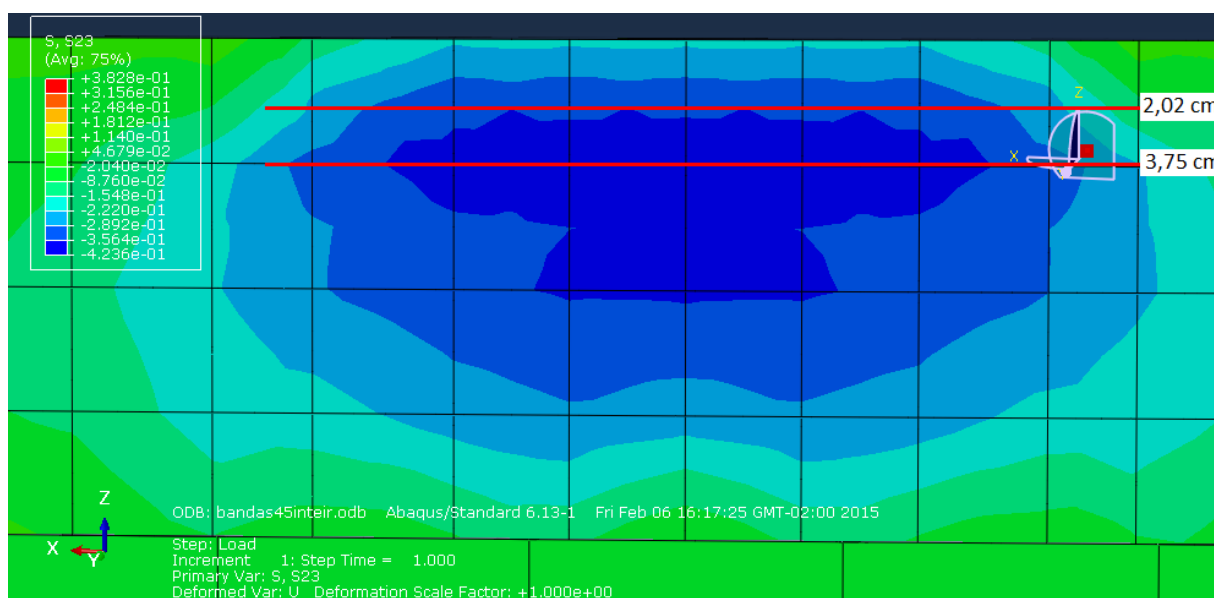


Figura 66: tensões cisalhantes na Condição 1 no plano yz

Na tabela 28 constam os valores das tensões cisalhantes máximas para cada condição. Numa análise para pressão de inflação de 810 kPa e carga de 50 kN, Su et al. (2008) obtiveram tensão cisalhante máxima de 375 kPa. Não é possível proceder uma comparação direta com os dados gerados na presente dissertação, pois as situações analisadas não possuem MR da base semelhante. Apesar disso, as tensões possuem mesma ordem de grandeza.

Analisando os gráficos gerados e os dados constantes na tabela 28, nota-se que as maiores tensões cisalhantes, como havia sido citado na Revisão Bibliográfica, ocorrem sob as bordas dos pneus.

Tabela 28: tensões cisalhantes

Condição	τ (kPa)		
	τ_{xz}	τ_{xy}	τ_{yz}
1	+376,2	+159,5	+382,8
	-375,5	-165,9	-423,6
2	+474,4	+206,7	+450,6
	-457,8	-189,8	-483,3
3	+413,1	+212,2	+463,0
	-403,0	-221,4	-441,5
4	+737,4	+271,7	+658,7
	-664,7	-307,4	-637,3

Levando em consideração o aumento da temperatura do revestimento (de 35 para 45°C) a máxima tensão cisalhante de 483,3 kPa passa a ser 423,6 kPa, redução de 12,4%. Apesar da resistência ao cisalhamento da mistura na temperatura de 45°C ser inferior, tendo em vista a redução da coesão, as tensões cisalhantes geradas no pavimento nesta condição também são inferiores.

O acréscimo das tensões de cisalhamento com a redução da temperatura do revestimento não é relacionado apenas com a maior rigidez da camada, mas principalmente com a relação modular maior entre revestimento e base. As tensões internas na camada de revestimento bem mais rígida, por não poder deformar-se, são superiores.

A tensão cisalhante máxima na condição de inverno é superior à tensão na condição de verão. O mesmo fato foi alertado por Wang e Al-Qadi (2010), os quais relatam que as maiores tensões cisalhantes ocorrem em camadas asfálticas que possuem temperatura crescente com a profundidade.

A fim de verificar se haveria TCB decorrente de rompimento por cisalhamento nas Condições 1 e 2, as tensões normais geradas pelo *software* a 2,0 cm do topo do revestimento (onde surgiram as maiores tensões cisalhantes) foram avaliadas. Os dados de tensão normal e de resistência ao cisalhamento constam na tabela 29.

Tabela 29: resistência ao cisalhamento

Condição	σ_n (kPa)	Resistência ao cisalhamento	
		Equação	Valor (kPa)
1	910,5	$307 + \sigma \cdot \tan 44,9$	1214,3
2	937,3	$784 + \sigma \cdot \tan 40,7$	1590,2

Como já era esperado, reduzindo a temperatura da camada de rolamento tem-se acréscimo de 31,0% na resistência ao cisalhamento. Comparando estes valores com as tensões cisalhantes geradas, nota-se que a resistência é superior à tensão em ambos os casos – 2,9 vezes na condição 1 e 3,3 vezes na condição 2.

Caso a tensão cisalhante máxima gerada na modelagem fosse superior à resistência da mistura haveria ruptura imediata após a passagem do primeiro veículo, já que a simulação foi feita considerando carregamento estático.

Na abordagem clássica da geotecnia a ruptura por cisalhamento do material ocorre quando os círculos de Mohr tangenciam ou superam a envoltória de resistência, ou seja, quando as tensões cisalhantes induzidas no material superam a resistência dele. Cabe ressaltar que a maior parte dos carregamentos impostos nas obras civis são monotônicos, portanto a análise de Mohr-Coulomb em geral é empregada para solos como esse tipo de carga.

Porém, o mesmo não ocorre com pavimentos, os quais são submetidos a carregamentos cíclicos. Neste sentido, Bernucci et al. (2008) relatam que “[...] cargas cíclicas produzem falhas nos materiais para valores de tensão mais baixos do que aqueles obtidos na ruptura por ensaios estáticos [...]”.

Além disso, a mistura asfáltica não possui comportamento elástico linear, como proposto para simplificação do problema. À medida que a mistura é carregada, além de deformação elástica (resiliente), pequenas deformações plásticas são acumuladas, o que vai gerando danos à estrutura do material.

Por estes motivos, mesmo as tensões cisalhantes geradas no revestimento da simulação efetuada estando afastadas da superfície de ruptura, não é descartada a hipótese que ocorra trincamento de cima para baixo nestas estruturas. Caberiam estudos a cerca da relação tensão cisalhante máxima/resistência ao cisalhamento que caracterizaria ruptura em situações com

carregamento repetido, como forma de identificar a taxa necessária para início da trinca e como seria a propagação desta.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo são apresentadas as conclusões do trabalho baseadas nos objetivos pretendidos e nos resultados alcançados. Também são propostas sugestões para trabalhos futuros. As conclusões são apresentadas de forma sequencial, seguindo a estrutura do trabalho.

6.1 CONCLUSÕES

A partir dos ensaios de compressão triaxial concluiu-se que:

- a mudança na curva granulométrica da mistura asfáltica influencia a resistência ao cisalhamento dela;
- a coesão da mistura é dependente da temperatura de realização do ensaio, reduzindo com o aumento da temperatura, por causa da redução da viscosidade;
- a coesão da mistura miúda é superior (6,9% no ensaio a 35°C e 30,5% no ensaio a 45°C), caracterizando um mástique mais coeso;
- a mistura graúda possui maior ângulo de atrito que a mistura miúda (9,2% no ensaio a 35°C e 5,6% no ensaio a 45°C), satisfazendo a hipótese que a mistura graúda dosada pela metodologia Bailey garante intertravamento dos grãos;
- há alteração do ângulo de atrito em função da mudança da temperatura, possivelmente por diferente distribuição dos agregados no momento da moldagem, por reestruturação das partículas durante o ensaio ou por redução do filme de betume – o qual torna-se menos viscoso – no entorno dos agregados, aumentando o contato grão-grão.

A partir da análise por elementos finitos concluiu-se que:

- para as situações com temperatura homogênea no revestimento, alterando-se o módulo de resiliência e o coeficiente de Poisson da camada (em função da temperatura), altera-se a forma de distribuição e, principalmente, a magnitude das tensões cisalhantes na estrutura;

- as maiores tensões cisalhantes geradas nos planos xz e yz nas condições analisadas são sob a borda da área carregada;
- as maiores tensões cisalhantes não iniciam no topo do revestimento, mas aproximadamente a 2,0 cm abaixo nas Condições 1 e 2 e a 4,0 cm abaixo nas Condições 3 e 4;
- considerando as Condições 1 e 2, as maiores tensões cisalhantes são geradas quando a temperatura do revestimento é 35°C e a maior resistência ao cisalhamento da mistura graúda também é nestas condições;
- considerando as Condições 3 e 4, as maiores tensões cisalhantes são geradas quando há gradiente térmico negativo no revestimento;
- a resistência ao cisalhamento da mistura graúda é superior às tensões cisalhantes geradas no revestimento do pavimento para as condições com MR homogêneo. Entretanto isso não caracteriza que não haveria TCB.

6.2 SUGESTÕES

Para aprimorar e expandir os conhecimentos sugere-se:

- investigar uma possível causa e uma solução para a grande dispersão do Vv dos CP moldados no compactador giratório. Utilizando a mesma massa e aplicando o mesmo número de giros, por diversas vezes o Vv de uma amostra ficava fora da faixa preestabelecida, havendo necessidade de moldagem de um número maior de CP;
- moldar CP de 15 cm de diâmetro e 17 cm de altura no compactador giratório e extrair e serrar o núcleo, obtendo amostras de 10 cm de diâmetro e 15 cm de altura (conforme recomenda grande parte da bibliografia) para execução dos ensaios de compressão triaxial, podendo observar se há influência da não homogeneidade do Vv nos resultados;
- realizar ensaios de cisalhamento em misturas com as mesmas curvas granulométricas utilizadas nesta pesquisa, entretanto empregando ligantes modificados, para comparar os resultados de coesão e ângulo de atrito;

- empregar o equipamento Universal Test Machine MTS 810 (existente no LAPAV) para execução dos ensaios de cisalhamento. No Apêndice B há a rotina de ensaio preparada durante esta pesquisa para utilização desse equipamento, que não pode ser utilizado por problemas eletrônicos. Comparar os resultados deste ensaio com os obtidos no presente trabalho, afim de verificar se houve problemas com a regulagem da tensão confinante;
- analisar as taxas de tensões de cisalhamento quanto a proximidade de ruptura para investigação do início do processo de trincamento de cima para baixos dos materiais asfálticos;
- analisar através de elementos finitos as mesmas estruturas, porém empregando carregamento repetido;
- comparar estes novos resultados com as máximas tensões cisalhantes obtidas em ensaios *hollow cylinder torsional* com carga cíclica, e desta forma verificar se haveria TCB.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGÊNCIA NACIONAL DO PETRÓLEO, GÁS NATURAL E BIOCOMBUSTÍVEIS.
Resolução ANP n. 19/2005 – Regulamento técnico n. 3/2005.

ALBANO, J. F. **Efeitos da variação da carga por eixo, pressão de inflação e tipo de pneu na resposta elástica de um pavimento.** 1998. 155 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia de Produção, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil.

ASPHALT INSTITUTE. **Superpave mix design.** Superpave series n. 2. 3th ed. Lexington, 2001.

_____. **The asphalt handbook.** Manual series n. 4. 7th ed. Lexington, 2007.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. AASHTO T 19M: **Standard method of test for bulk density ("Unit Weight") and voids in aggregate.** Washington, DC, 2004.

BALADI, G. Y.; SCHORSCH, M.; SVASDISANT, T. Determining the causes of top-down cracks in bituminous pavements. **Michigan State University Department of Civil and Environmental Engineering**, Michigan, n. MDOT – PRCE - MSU-2003 -110, June 2002.

BARDINI, V. S. S.; KLINSKY, L. M. G.; FERNANDES JR., J. L. A importância do fíler para o bom desempenho de misturas asfálticas. *Revista Minerva: Pesquisa e Tecnologia*, São Carlos, São Paulo, v. 10, n. 1, p. 71-78, 2010.

BINDU, C. S.; BEENA, K. S. Comparison of shear strength characteristics of stone matrix asphalt mixture with waste plastics and polypropylene. *International Journal of Structural and Civil Engineering Research*, v. 2, n. 4, 2013.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros.** 1. ed. (3. reimp.). Rio de Janeiro: Petrobras, Abeda, 2008.

CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO. **Resolução n. 12/1998.**

CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO. **Resolução n. 489/2014.**

DE BEER, M.; FISHER, C.; JOOSTE F. J. Determination of pneumatic tyre/pavement interface contact stresses under moving loads and some effects on pavements with thin asphalt surfacing layers. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ASPHALT PAVEMENTS (8th ICAP '97), 8, 1997, Seattle, Washington. **Proceedings...** USA, 1997.

DE BEER, M.; FISHER, C.; KANNEMEYER, L. Towards the application of Stress-In-Motion (SIM) results in pavement design and infrastructure protection. In: International Symposium on Heavy Vehicles, Weights and Dimensions. Loads, Roads and the Information Highway, 8, 2004, Gauteng, South Africa. **Proceedings...** South Africa, 2004a.

_____. Towards the application of Stress-In-Motion (SIM) results in pavement design and infrastructure protection. In: International Symposium on Heavy Vehicles, Weights and Dimensions. Loads, Roads and the Information Highway, 8, 2004, Gauteng, South Africa. **Presentation...** South Africa, 2004b.

_____. Tyre-pavement interface contact stresses on flexible pavements – quo vadis? In: CONFERENCE ON ASPHALT PAVEMENTS FOR SOUTHERN AFRICA, 8, 2004, Sun City, South Africa. **Proceedings...** South Africa, 2004c, 681-702.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. **DNIT-TER 005**: defeitos nos pavimentos flexíveis e semi-rígidos. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **DNIT-ME 135**: pavimentação asfáltica – misturas asfálticas – determinação do módulo de resiliência. Rio de Janeiro, 2010a.

_____. **DNIT-ME 136**: pavimentação asfáltica – misturas asfálticas – determinação da resistência à tração por compressão diametral. Rio de Janeiro, 2010b.

FREITAS, E.; PEREIRA, P., PICADO-SANTOS, L. O. Assessment of top-down cracking causes in asphalt pavements. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON MAINTENANCE AND REHABILITATION OF PAVEMENTS AND TECHNOLOGICAL CONTROL, 3, 2003, Guimarães – Portugal. **Proceedings...** Portugal, 2003, 555-564.

_____. O fendilhamento com origem na superfície e a qualidade de construção. In: CONGRESSO RODOVIÁRIO PORTUGUÊS, 3, 2004, Lisboa – Portugal. **Proceedings...** Lisboa, 2004.

GARCIA, F. T. **Avaliação do espectro de carga e do crescimento do volume de tráfego no desempenho de pavimentos flexíveis com o uso do software M-E PDG**: Trechos da BR-101 e BR-290. 2010. 87 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil.

GOETZ, W. H.; SCHAUB, J. H. Triaxial Testing of bituminous mixtures: technical report. Publication FHWA/IN/JHRP-59/06. Joint Highway Research Project, Indiana Department of Transportation and Purdue University, West Lafayette, Indiana, 1959.

GOUVEIA, L.T. **Avaliação do ensaio de angularidade do agregado fino (FAA) da especificação Superpave**. 2002. 165 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Programa de Pós-Graduação em Transportes, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos.

HUANG, Y. H. **Pavement analysis and design**. 2nd. ed. New Jersey: Prentice Hall, 2004.

KALOUSH, K. E.; BILIGIRI, K. P.; ZEIADA, W. A.; RODEZNO, M. C.; SOULIMAN, M. E.; REED, J. X.; RODRIGUEZ, J. M.; STEMPIHAR, J. Laboratory Evaluation of Rubber & Polymer Modified Bituminous Mixtures Constructed in Stockholm (E18 Highway between the Järva Krog & Bergshamra Interchanges). Final Report Submitted to **Swedish Road Administration**, Vägverket, 405 33 Göteborg, Kruthusgatan 17, Sweden, 2010

KANDHAL, P. S.; COOLEY, JR. L. A. The restricted zone in the Superpave aggregate gradation specification. **NCHRP Report**, Washington, DC, n. 464, 2001.

KENNEDY, T. W.; HUBER, G. A.; HARRIGAM, E. T.; COMINSKY, R. J. Superior Performing Asphalt Pavements (Superpave): the product of the SHRP asphalt research program. **SHRP-A-410**, Washington, DC, 1994.

KUMAR, S. S.; SRIDHAR, R.; REDDY, K. S.; BOSE, S. Analytical investigation on the influence of loading and temperature on top-down cracking in bituminous layers. **Indian Roads Congress Journal, New Delhi**, v. 69, p. 71-77, 2008.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics: SI Version**. New York: John Wiley Sons, 1979.

MATTOS, J. R. G. **Monitoramento e análise do desempenho de pavimentos flexíveis da ampliação da rodovia-BR 290/RS: a Implantação do Projeto Rede Temática de Asfalto no Rio Grande do Sul**. 2014. 264 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil.

MCGENNIS, R. B.; ANDERSON, R. M.; KENNEDY, T. W.; SOLAIMANIAN, M. Background of Superpave: asphalt mixture design & analysis. **Federal Highway Administration**, Washington, DC, n. FHWA-SA-95-003, 1995.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos Pavimentos**. 2. ed. Rio de Janeiro:[s. n.], 2005.

MYERS, L. A. **Explanation of top-down cracking** .US Department of Transportation Federal Highway Administration. Presentation for Northeast Asphalt User/Producer Group 2002 meeting. 2002. Disponível em <http://www.superpave.psu.edu/downloads/pdf/MYERS_pres.pdf>. Acesso em: 20 out. 2012.

MYERS, L. A.; ROQUE, R. Evaluation of top-down cracking in thick asphalt pavements and the implications for pavement design. **Transportation Research Circular**. Washington, DC, n. 503, 79-87, Dec. 2001.

NASCIMENTO, L. A. H. **Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com o uso do compactador giratório e foco na deformação permanente**. 2008. 227 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil.

NASCIMENTO, L. A. Publicação eletrônica [mensagem pessoal] Mensagem recebida por <marlovajohnston@gmail.com> em 13 set. 2013.

NOVAK, M.; BIRGISSON, B.; ROQUE, R. Three-dimensional finite element analysis of measured tire contact stresses and their effects on instability rutting of asphalt mixture pavements. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington, DC, n. 1853, 2003.

NÚÑEZ, W. P.; CERATTI, J. A. P.; PINTO, P. R. R. Afinal porque pavimentos novos estão rompendo precocemente? Um estudo sobre causas de degradações prematuras na superfície de pavimentos asfálticos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE RODOVIAS E CONCESSÕES E EXPOSIÇÃO INTERNACIONAL DE PRODUTOS PARA RODOVIAS, 7., 2011, Foz do Iguaçu-PR. **Anais Eletrônicos...** Foz do Iguaçu: Associação Brasileira de Concessionárias de Rodovias, 2011. Disponível em: <<http://cbrcbrasvias.com.br/palestras/arquivos/TC0045-1.PDF>>. Acesso em: 15 out. 2012.

PARRY, A.; BLACKMAN, D.; MERRILL, D. **Appendix B** – Tyre contact areas and pressure distributions. PRIP6600. [Documento pessoal].

PELLINEN, T. K.; SONG, J.; XIAO, S. Characterization of hot mix asphalt with varying air voids content using triaxial shear strength test. In: Conference on Asphalt Pavements for Southern Africa, 8, 2004. **Proceeding...** Sun City, South Africa, 2004.

PINE, W. J. **The Bailey method**: Achieving volumetrics and HMA compatibility. Course notes Pretoria, Heritage Research Group, 2011.

PINTO, S.; PREUSSLER, E. **Pavimentação rodoviária**: Conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis. Rio de Janeiro, 2002.

SPECHT, L. P. **Avaliação de misturas asfálticas com incorporação de borracha reciclada de pneus**. 2004. 280 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil.

SU, K.; SUN, L.; HACHIYA, Y.; MAEKAWA, R. Analysis of shear stress in asphalt pavements under actual measured tire-pavement contact pressure. In: ICPT, 6, 2008. **Proceeding...** Sapporo, Japan, 2008, 11-18.

S&T. Ministério dos Transportes. Agência Nacional de Transportes Terrestres; Triunfo; Concepa. **Análise dos efeitos de excessos de cargas e de alterações na composição de misturas asfálticas no desempenho de pavimentos flexíveis típicos da região sul do país**: relatório final. [2012] Disponível em: <<http://www.antt.gov.br/index.php/content/view/12793.html>>. Acesso em: 13 out. 2012.

TAN, S. A.; LOW, B. H.; FWA, T. R. Behavior of asphalt concrete mixtures in triaxial compression. **Journal of Testing and Evaluation**, Vol. 22, n. 3, p. 195-203, May 1994.

VASSOLER, G.; CHONG, W.; SPECHT, L. P. Comportamento mecânico de pavimentos flexíveis submetidos a gradientes térmicos. **Acta Scientiarum Technology**. Vol. 33, n. 3, p. 265-271, 2011.

VAVRIK, W. R. **Asphalt mixture design concepts to develop aggregate interlock**. 2000. 189 f. Thesis (Doctor of Philosophy in Civil Engineering) – Graduate College, University of Illinois, Urbana - Champaign.

VAVRIK, W. R.; HUBER, G.; PINE, W. J.; CARPENTER, A. H.; BAILEY, R. Bailey method for gradation selection in HMA mixture design. **Transportation Research Circular**. Washington, DC, n. E-C044, Oct. 2002.

WANG, G.; ROQUE, R.; MORIAN, D. Effects of surface rutting on near-surface pavement responses based on a two-dimensional axle-tire-pavement interaction finite element model. **Journal of Materials in Civil Engineering**, n. 24, 1388-1395, Nov. 2012.

WANG, H.; AL-QADI, I. L. Near-Surface Pavement Failure Under Multiaxial Stress State in Thick Asphalt Pavement. **Transportation Research Record**. Washington, DC, n. 2514. p. 91-99., 2010. Disponível em <https://www.academia.edu/4216410/Near-Surface_Pavement_Failure_Under_Multiaxial_Stress_State_in_Thick_Asphalt_Pavement>. Acesso em junho de 2013.

WANG, L. B.; MYERS, L. A.; MOHAMMAD, L. N.; FU, Y. R. A micromechanics study on top-down cracking. **Transportation Research Board Annual Meeting**, Washington, DC, n. 82, 2003.

WITCZAK, M. W.; KALOUSH, K.; PELLINEN, T.; EL-BASYOUNY, M.; VON QUINTUS, H. Simple Performance Test for Superpave Mix Design. **NCHRP Report**, Washington, DC, n. 465, 2002.

**APÊNDICE A – TUTORIAL PARA MODELAGEM DE PAVIMENTOS
NO *SOFTWARE* ABAQUS**

Por convenção, o que está na figura A.1 será denominado Menu Principal e a barra que fica ao lado (figura A.2) será denominada Menu Secundário.

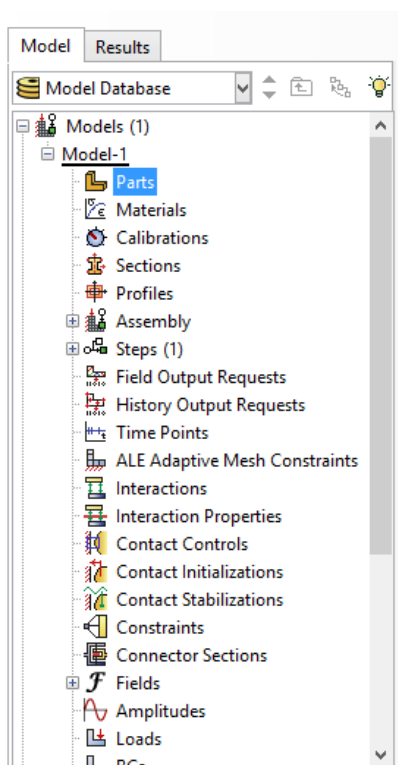


Figura A.1: Menu Principal



Figura A.2: Menu Secundário

Inicialmente serão desenhadas as camadas do pavimento. Para isso, clicar duas vezes em **Parts** do Menu Principal. Abrirá uma caixa **Create Part**. Nomear a primeira camada como revestimento. Escolher Modeling Space 3D, Type Deformable, Space Solid e Type Extrusion. O Approximate size deve ser 1700, que corresponde ao comprimento da camada em mm. Após, clicar em **Continue**.

Desenhar a camada em planta. No Menu Secundário há ferramentas para isso. Nesse tutorial a camada terá 1700 mm de comprimento e 600 mm de largura. Depois de concluído, clicar em **Done** na parte inferior da tela. Abrirá a caixa **Edit Base Extrusion**, na qual se deve colocar a espessura da camada, 150 mm.

No Menu Secundário clicar em **Partition Face: Sketch** para desenhar a área carregada no revestimento. Selecionar a face da camada que será carregada e clicar em **Done** (figura A.3). Na parte inferior da tela escolher a opção **horizontal on the top** e clicar em um dos eixos. A camada ficará novamente em 2D.

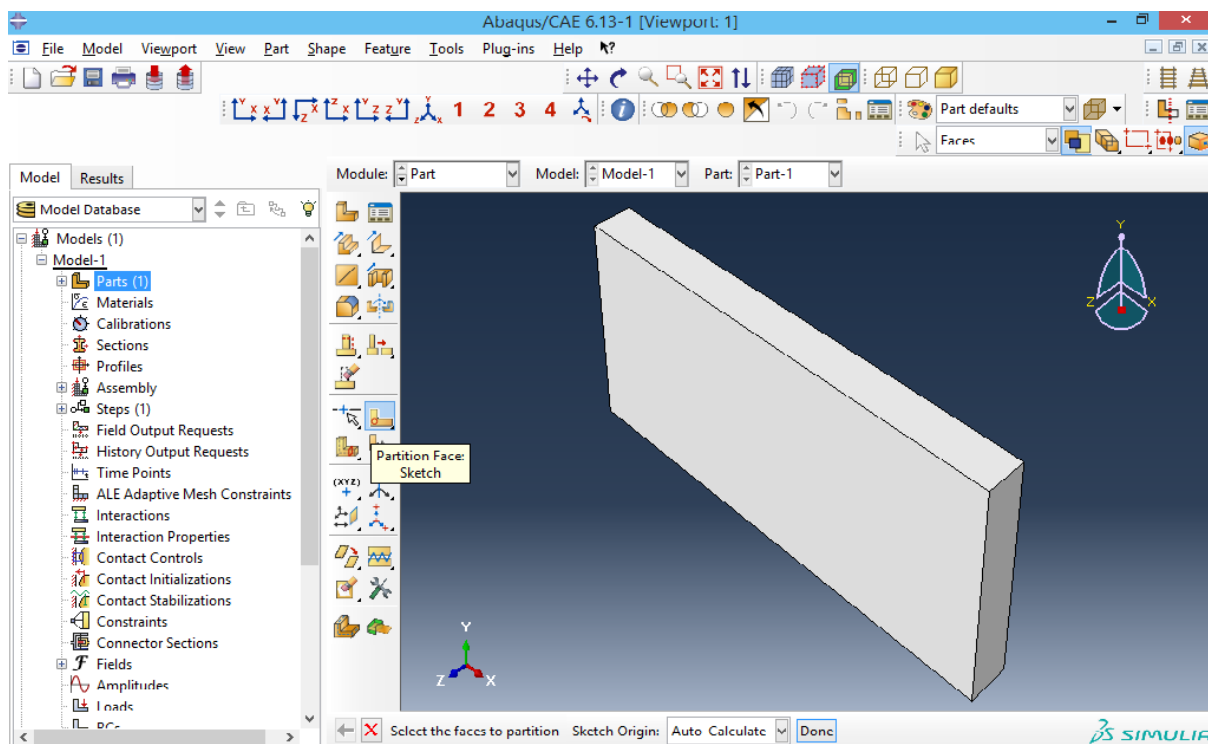


Figura A.3: Partition Face: Sketch

Será empregado um eixo simples de rodas duplas. A forma de contato será elíptica, com tensão uniforme. Para aumentar a velocidade de processamento do programa, um dos pneus será cortado ao meio. Caso o carregamento desejado seja não uniforme, já desenhar as diversas bandas do pneu que possuem diferentes tensões de contato. Ao final, a camada de revestimento ficará da forma apresentada na figura A.4.

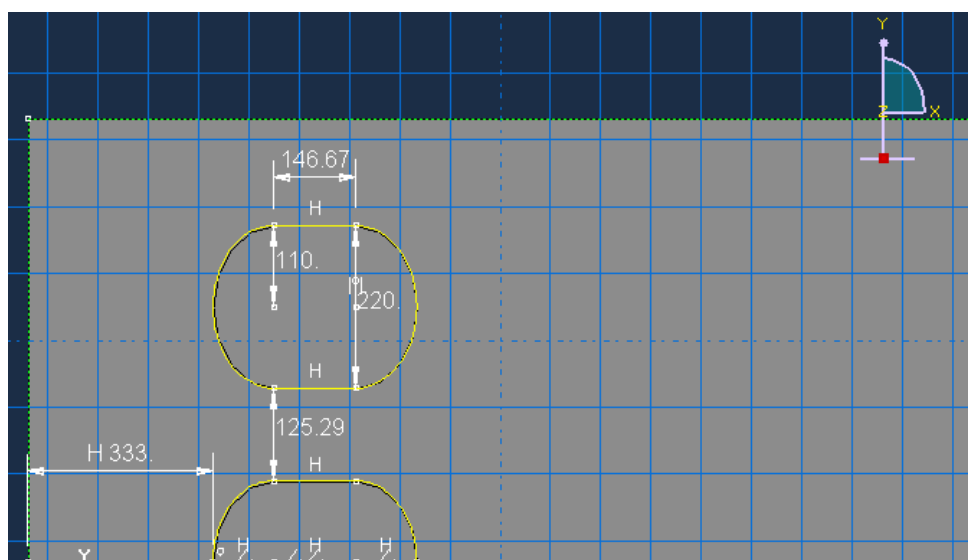


Figura A.4: carregamento

Se for necessário editar o carregamento, expandir **Part, revestimento, Features e Partition face-1**.

Ao concluir esta etapa, devem ser desenhadas as demais camadas do pavimento (base, sub-base e subleito). As espessuras são 150, 380 e 750 mm.

Para facilitar o trabalho, é possível que clicando com o scroll do mouse o desenho seja rotacionado (ao invés de clicar no ícone específico para isso). Clicar em Tools na barra principal, Options, View Manipulation e escolher o Application SolidWorks.

O próximo passo é criar um material para cada camada. Clicar em **Materials** no Menu Principal. Nomeá-lo como revestimento, base, sub-base ou subleito. Neste tutorial os materiais serão elásticos lineares. Sendo assim, escolher na caixa **Edit Material - Mechanical, Elasticity, Elastic**.

Inserir o módulo de elasticidade da camada (em MPa) e o coeficiente de Poisson. Serão utilizados os dados da tabela A.1.

Tabela A.1: propriedades elásticas empregadas

Camada	Temp. revestimento 35°C	
	MR (MPa)	μ
Revestimento	3.156	0,375
Base	172,37	0,35
Sub-base	289,58	0,35
Subleito	96,53	0,35

A próxima etapa é definir uma seção sólida homogênea para cada camada. Clicar duas vezes em **Sections** no Menu Principal. Abrirá a caixa **Edit Section** na qual deverá ser escolhido o material referente àquela seção. Na figura A.5 consta a caixa para section da base.

Expandir **Parts, revestimento** e clicar em **Section Assignments**. Clicar na estrutura e posteriormente em **Done** na parte inferior da tela. Abrirá a caixa **Edit Section Assignment** na qual deve ser escolhida a section correspondente ao revestimento. Isso deverá ser feito para todas as camadas.

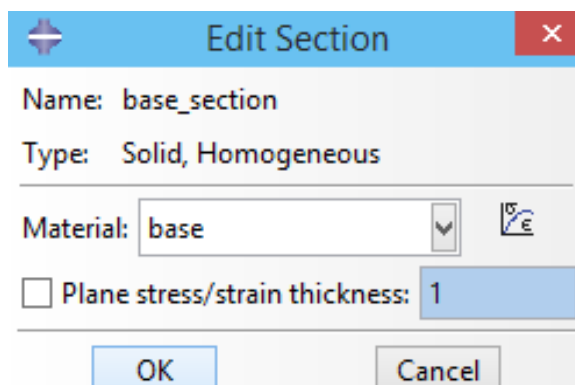


Figura A.5: section

Para unir as camadas, expandir **Assembly** no Menu Principal e clicar em **Instances**. A primeira camada a ser inserida deve ser o revestimento, posteriormente a base. A base será inserida sob o revestimento, para deslocá-la clicar em **Translate Instance** no Menu Secundário. Selecionar a camada de base e posteriormente clicar em **Done**. Clicar no vértice da camada de base que será unido a um vértice do revestimento e clicar em OK (figura A.6). Inserir as demais camadas da mesma forma.

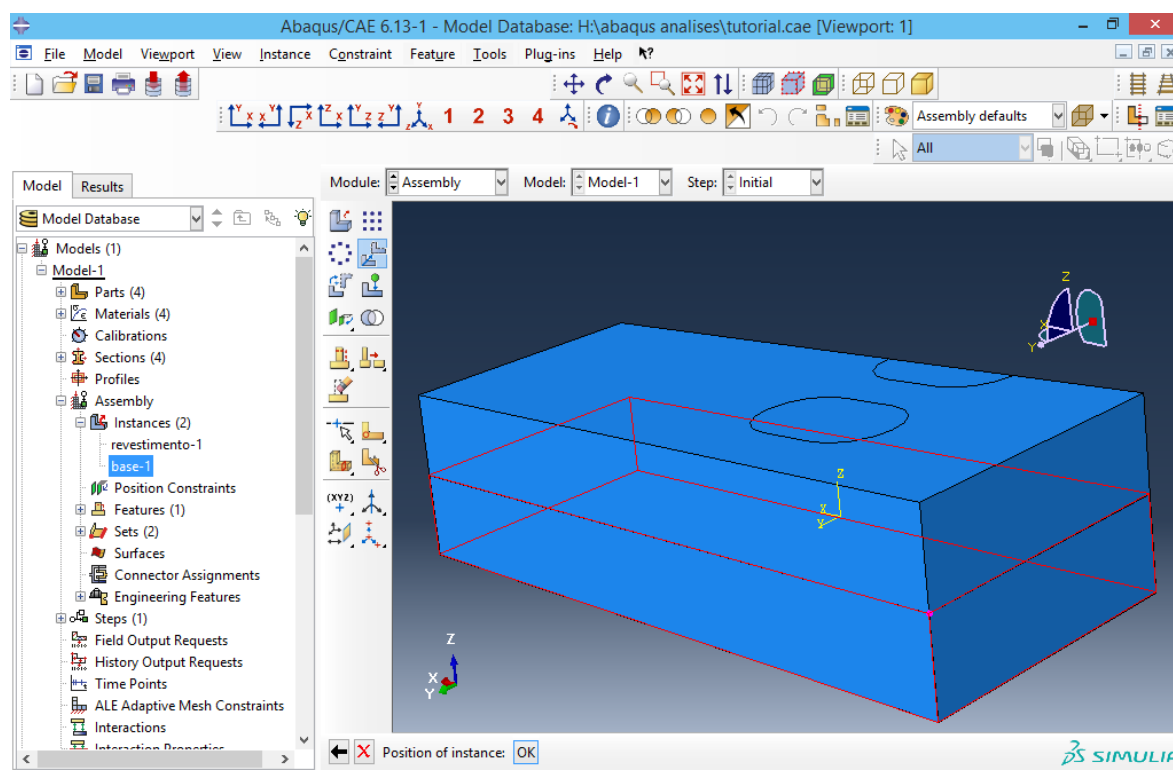


Figura A.6: instances

Sempre que for necessário verificar a estrutura do pavimento montada, clicar duas vezes em **Assembly**.

Para o próximo passo é necessário que sejam unidas faces de diferentes camadas. Expandir **Assembly** no Menu Principal e clicar em **Set**. Selecionar a face xz do revestimento, segurando o shift selecionar a mesma face das demais camadas. Criar mais um Set para a face yz.

Para criar as condições de contorno (boundary conditions) expandir **Steps** no Menu Principal, expandir **Inicial** e clicar duas vezes em **BCs**. Abrirá a caixa **Create Boundary Condition** escolher Symmetry/Antisymmetry/Encastre e clicar em **Continue**. Selecionar a face inferior do subleito e clicar em **Done**. Abrirá a caixa **Edit Boundary Condition** e escolher a opção Encastre. Clicar novamente em **BCs**, e escolher a opção Displacement/Rotation. Selecionar a face xz, clicar em **Done** e na caixa **Edit Boundary Condition** clicar em U2. Fazer os mesmos passos, selecionando a face yz e escolher U1 (figura A.7).

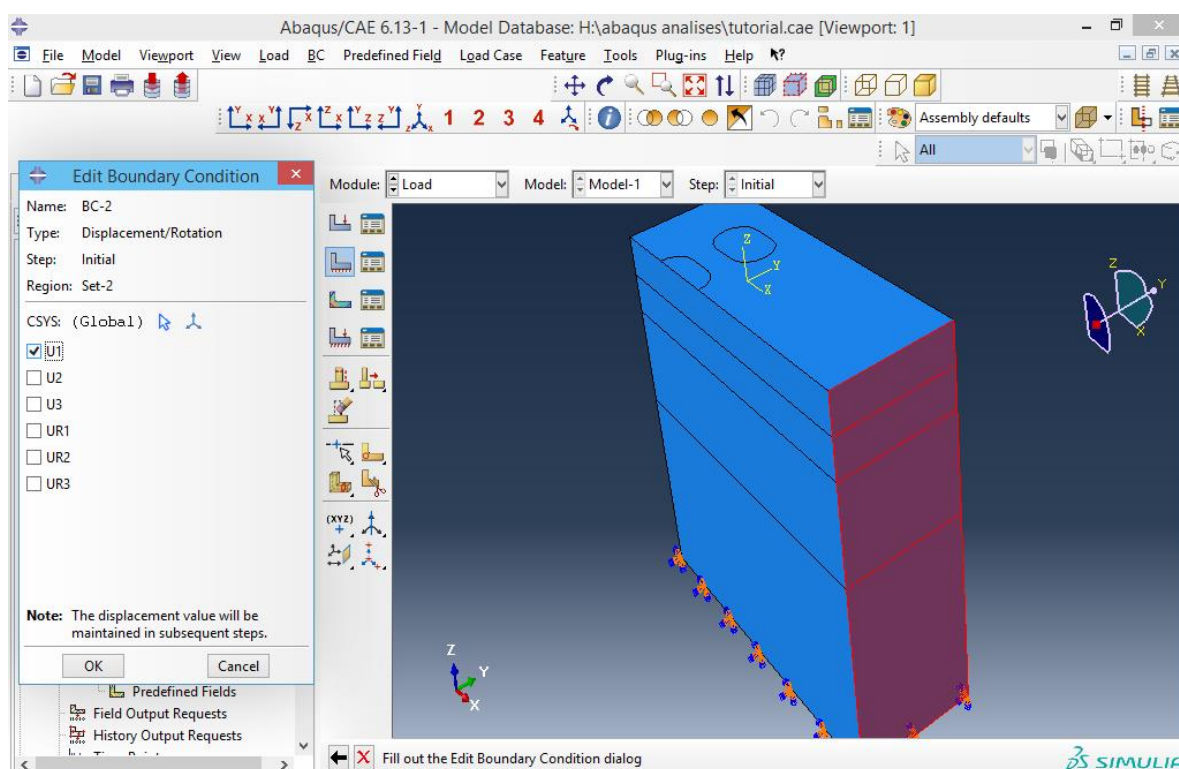


Figura A.7: BCs

Para criar a pressão de contato é necessário unir as superfícies a serem carregadas. Expandir **Assembly**, clicar duas vezes em **Surfaces**, selecionar as duas elipses (necessário segurar o shift) e clicar em **Done**.

Clicar duas vezes em **Steps** no Menu Principal. Nomear como Load. Escolher Static e General. Clicar em Continue e em OK.

Expandir **Steps** e **Load** e clicar duas vezes em **Loads**. Na caixa **Create Load** selecionar Pressure e clicar em **Continue**. Selecionar a superfície carregada e clicar em **Done**. Abrirá a caixa **Edit Load**, na qual deverá ser colocada a magnitude da pressão de contato (0,72 MPa), como mostra a figura A.8.

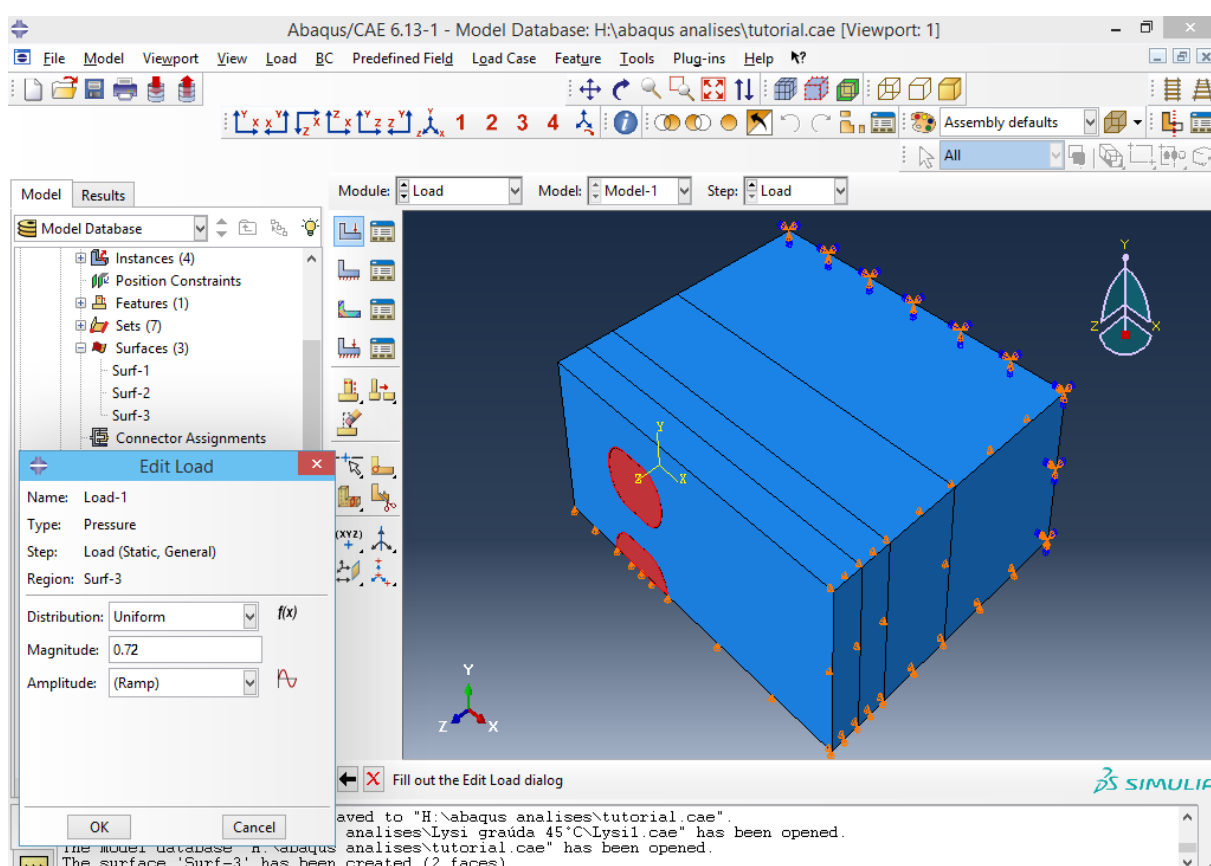


Figura A.8: carregamento

Expandir **Steps**, **Load**, **Field Output Requests** e clicar duas vezes em **F-Output-1**. Na caixa **Field Output Request** é possível marcar os itens que serão gerados na fase de análise. Os itens Stress e Strains devem estar marcados (além de outros).

Para a próxima etapa é necessário criar Surfaces das superfícies das camadas. Expandir **Parts, revestimento, Surfaces**. Criar Surfaces para a parte de cima e para a parte de baixo. Fazer isso com todas as camadas.

É necessário unir as faces das camadas. Clicar duas vezes em **Constraints** no Menu Principal. Escolher a opção Tie. Clicar em **Surface** na parte inferior da tela e seleccionar a face que será master (base do revestimento) – clicar em **Surfaces** na parte inferior para ser mais fácil – Clicar novamente em **Surface** na parte inferior da tela e escolher a face slave (topo da base). Abrirá a caixa **Edit Constraint** e deve ser dado OK. O Constraint deverá ficar como a figura A.9.

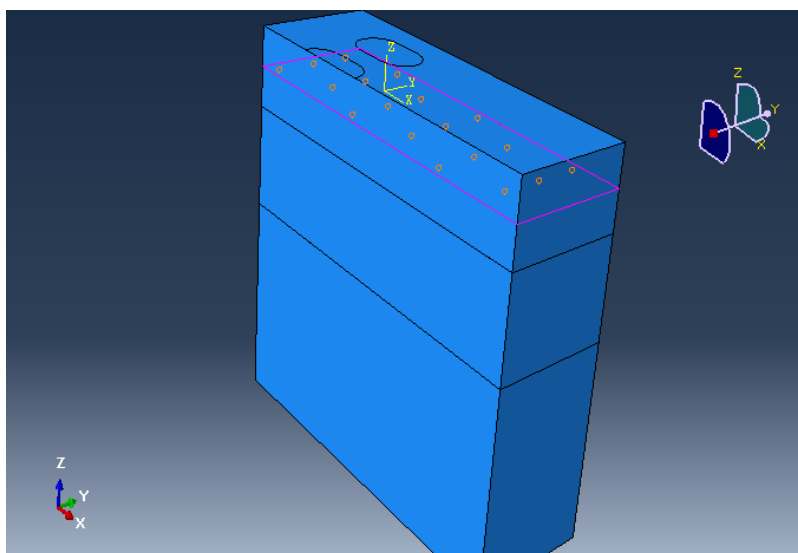


Figura A.9: constraint

Deve ser criado um Constraints para cada encontro das camadas.

Expandir **Parts, revestimento** e clicar em **Mesh**. No Menu Secundário clicar em **Assign Mesh Controls**. Os itens Hex, Sweep, Medial axis devem ser escolhidos. Também no Menu Secundário clicar em **Assign Element Type**. Na caixa **Region Selection** clicar em revestimento e em **Continue**. Abrirá a caixa **Element Type**. Escolher Standard, 3D Stress e Quadratic (figura A.10). Clicar em OK.

Selecionar a camada e clicar em **Done** na parte inferior da tela. Clicar em **Seed Part** no Menu Secundário. Quanto maior o valor colocado em Approximate global size, mais afastada a malha (menos densa). Clicar em **Mesh Part** no Menu Secundário e clicar em **Yes** na parte inferior da tela. A malha será desenhada na camada (figura A.11).

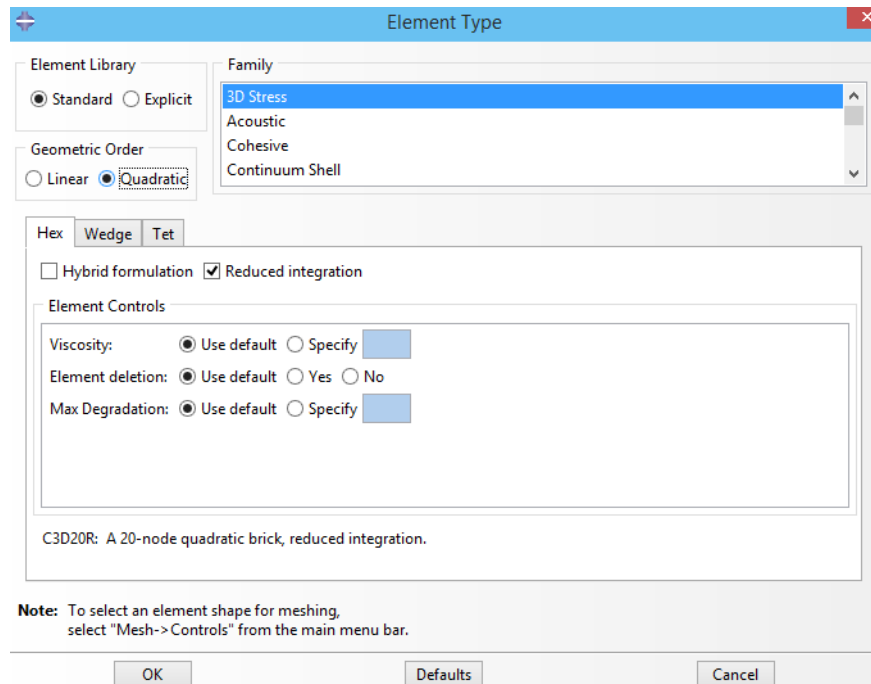


Figura A.10: Element Type

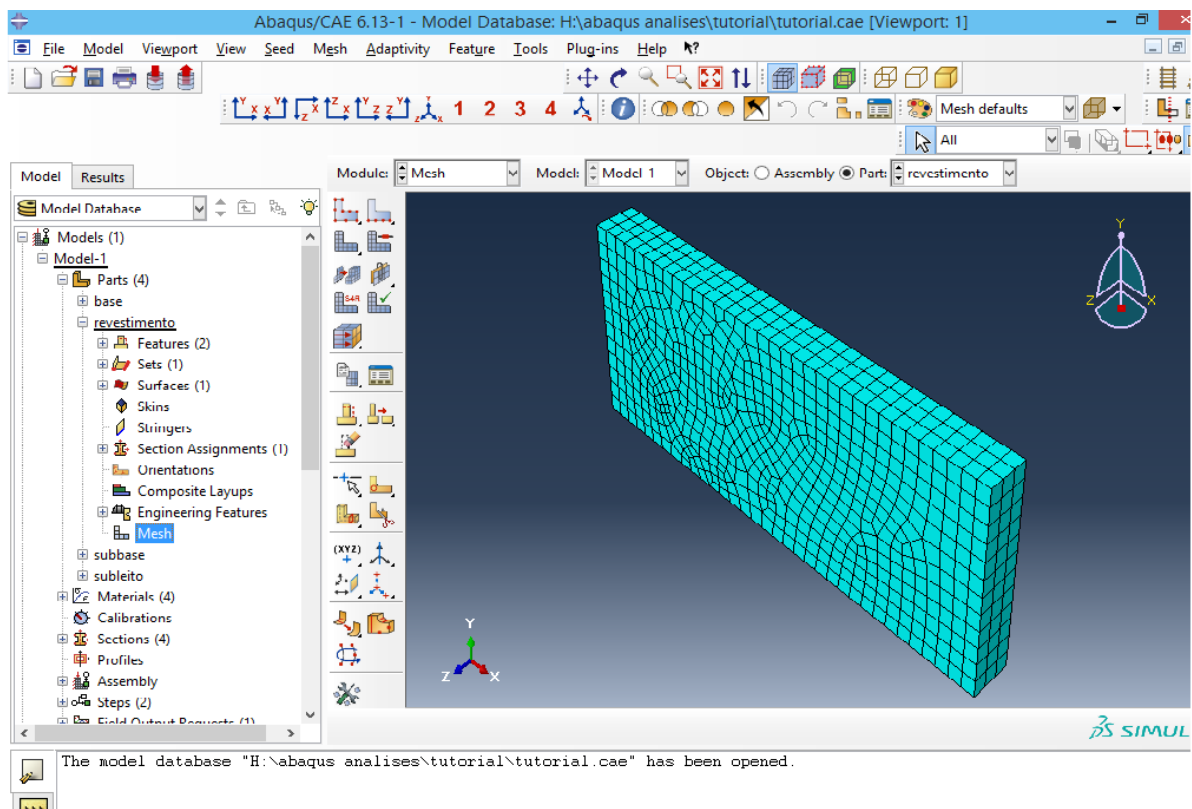


Figura A.11: malha no revestimento

Os mesmos passos devem ser feitos para as outras três camadas.

Após, clicar duas vezes em **Job** no Menu Principal. Na caixa **Creat Job** nomear (tutorial). Na caixa **Edit Job** clicar em OK. Expandir **Job**, clicar com o botão direito sobre **tutorial** e clicar em **Submit**. Ao concluir, aparecerá (Completed) ao lado de **tutorial**.

Acima do Menu Principal, clicar em **Results**. Na caixa Module (acima do Menu Secundário) selecionar **Visualization**. Será necessário abrir o arquivo tutorial.odb, o qual normalmente fica salvo no Temp do computador.

No Menu Secundário, clicando em **Plot Countorns on Deformed Shape** aparecerá a estrutura deformada (figura A.12). Clicando em **Commom Options** é possível mudar a escala da deformação. Na caixa **Commom Plot Options**, selecionar Uniform Deformation Scale Factor e colocar o valor desejado.

Para aumentar a fonte da escala de cores, clicar em **Viewport** na barra principal e em Viewport Annotation Options. Ao abrir a caixa, selecionar a aba **Legend** e clicar no botão **Set Font**. Na caixa **Select Font** é possível fazer as alterações.

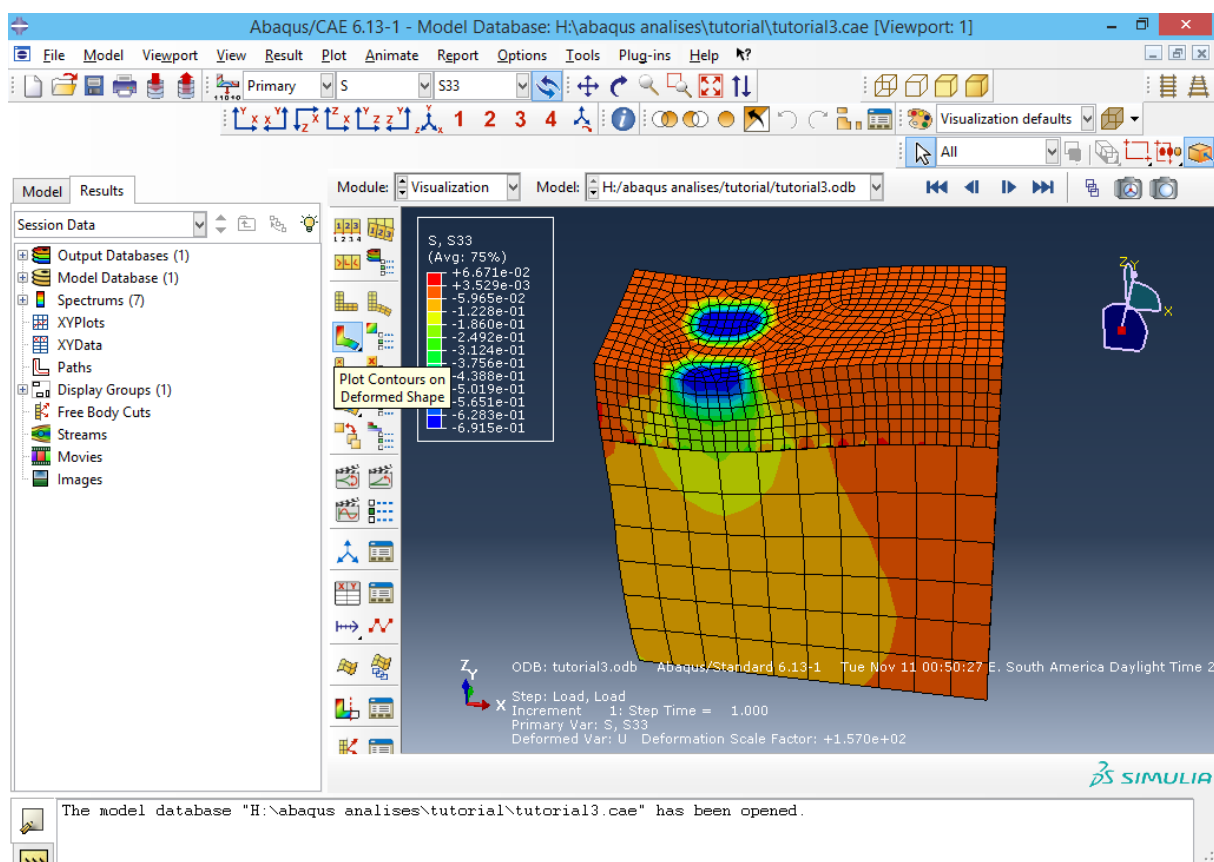


Figura A.12: resultados

**APÊNDICE B – PROCEDIMENTO PARA ENSAIO DE COMPRESSÃO
TRIAxIAL EM MISTURAS ASFÁLTICAS NA PRENSA MTS 810 DO
LAPAV**

PROCEDIMENTO PARA ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL EM MISTURAS ASFÁLTICAS

No intuito de obter a tensão cisalhante de mistura asfáltica, realiza-se ensaio de compressão triaxial, semelhante ao ensaio realizado em amostras de solo. Basicamente esse ensaio consiste em aplicar no CP uma tensão confinante uniforme ($\sigma_3 = \sigma_2$) e uma tensão axial (σ_1) crescente, até a ruptura.

Realizam-se no mínimo três ensaios para cada mistura, com três tensões confinantes diferentes. Para plotar os resultados, utiliza-se o gráfico cuja abcissa é p e a ordenada é q, onde p e q são respectivamente $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ e $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$. Estes pontos, os quais são os picos dos caminhos de tensão, são conectados por uma reta, denominada linha Kf. A inclinação da reta é correlacionada com o ângulo de atrito (ϕ) e o intercepto do eixo y com a coesão (c). A tensão cisalhante é dada pela equação 1:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi \quad (\text{equação 1})$$

Onde:

τ = tensão cisalhante na ruptura;

c = intercepto coesivo;

σ = tensão normal na ruptura;

ϕ = ângulo de atrito interno.

Nas páginas 9 e 25 do NCHRP Report 465 há uma breve explanação do ensaio.

No procedimento desenvolvido no LAPAV, utiliza-se a câmara triaxial empregada em ensaios de cargas repetidas para aplicação da tensão confinante, a qual é controlada manualmente por uma válvula reguladora de pressão. Para aplicação da tensão vertical utiliza-se a prensa MTS (*Material Testing System*) 810 com uma célula de carga de 250 kN para a medição do carregamento aplicado.

❖ Verificação mecânica

Posicionar a câmera de temperatura na prensa MTS

Travar os pés da câmera

Verificar se todos os parafusos estão bem apertados

❖ Procedimento para iniciar o equipamento

Procedimento para ligar a MTS conforme instruções no Pórtico:
1. Desligar 4 botões de segurança
2. Verificar se o pórtico está travado
3. Ligar o computador
4. Ligar Flex Text GT Controller
5. Acionar Bomba e Ventilador
6. Acionar HPU
7. Abrir Station Manager
8. Reset HPU

❖ Verificação da célula de carga

Verificar se a célula de carga é a de 250 kN

❖ Iniciar o programa

Clicar em “Project 1” (figura B.1)

Para verificar se as configurações da célula de carga selecionada conferem com a célula de carga instalada clicar em “Res Mod” (figura B.2)

No Station Manager, clicar no botão “Reset” do Interlock 1 para limpar os avisos de Interlock. Se o êmbolo da presa MTS estiver muito baixo, erguê-lo através do Manual Control. Antes, clicar em “Detectors” em Station Control e posteriormente desabilitar o interlock do displacement) (figura B.3)

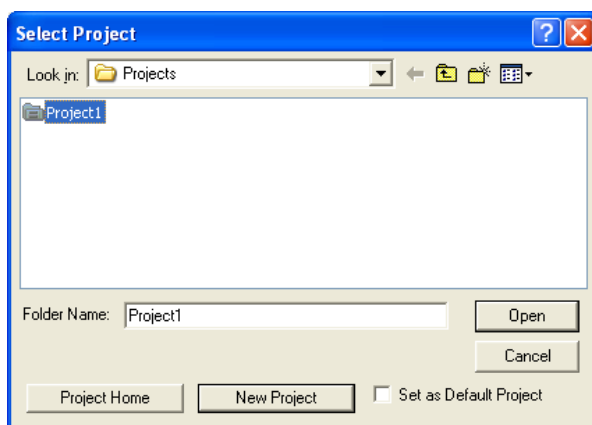


Figura B.1: Project 1

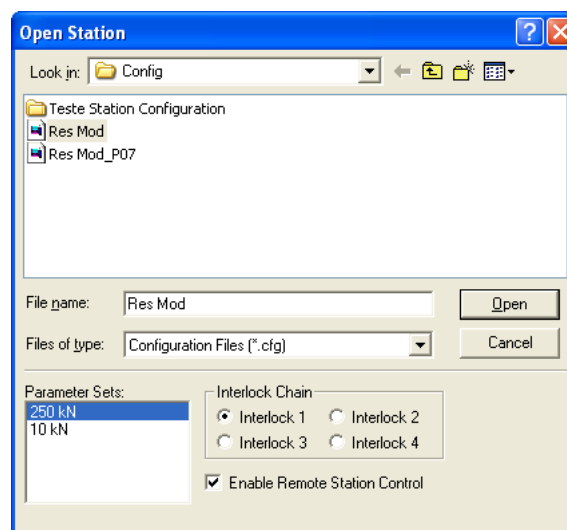


Figura B.2: Verificação da célula de carga



Figura B.3: Desabilitar interlock

Habilitar “HPU” e “HSM 1” no Station Manager (figura B.4)

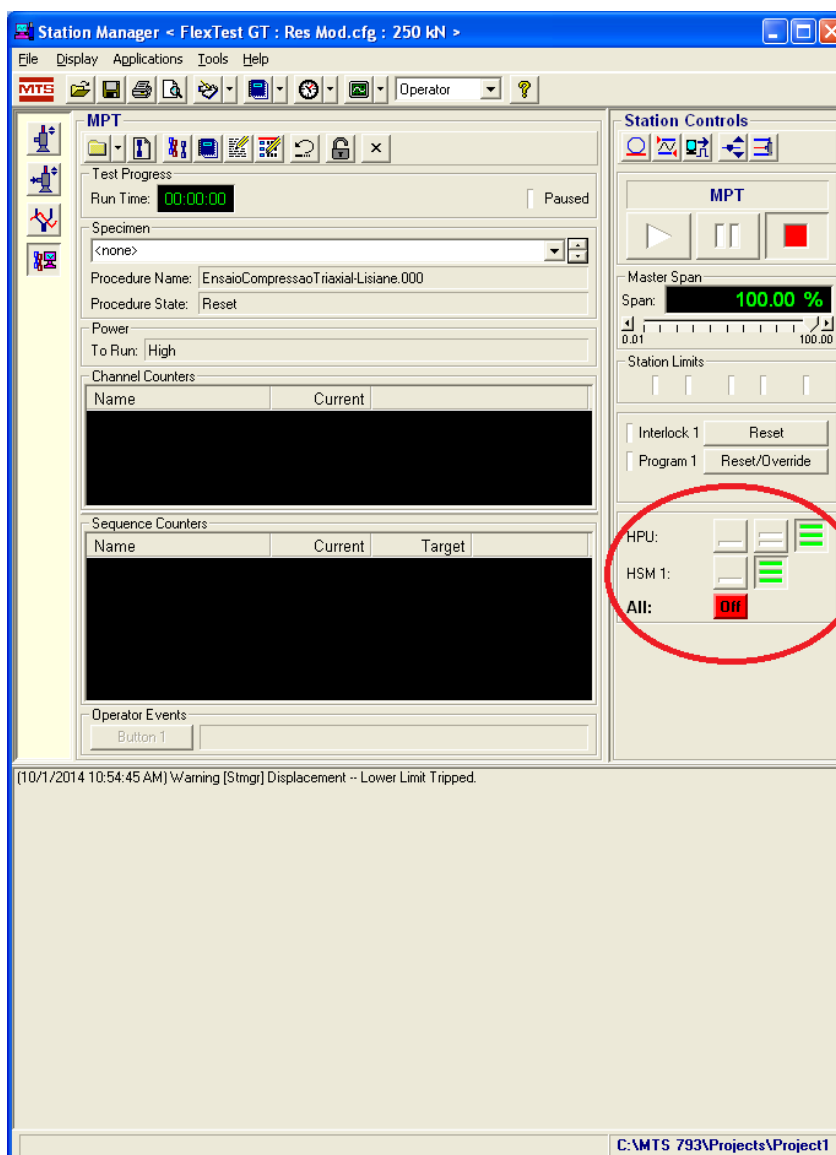


Figura B.4: Station Manager

❖ Montagem do equipamento

Colocar a espuma de isolamento térmico do fundo da parte superior e a espuma do fundo da parte inferior

Rosquear a peça 1 (figura B.5) na parte inferior da prensa MTS

Encaixar a peça 2 (figura B.5) na parte superior da prensa MTS. O encaixe da peça 2 é feito com uma rosca passando no centro da peça. Sobre a peça deve ser colocado um disco espaçador (detalhe na figura B.6)



Figura B.5: Posicionamento de peças na câmara de temperatura



Figura B.6: Detalhe peça 2

Encaixar a câmara triaxial (**sem o corpo de prova e sem o pistão de aplicação de carga, mas com o top cap**) na câmara de temperatura (figura B.7)

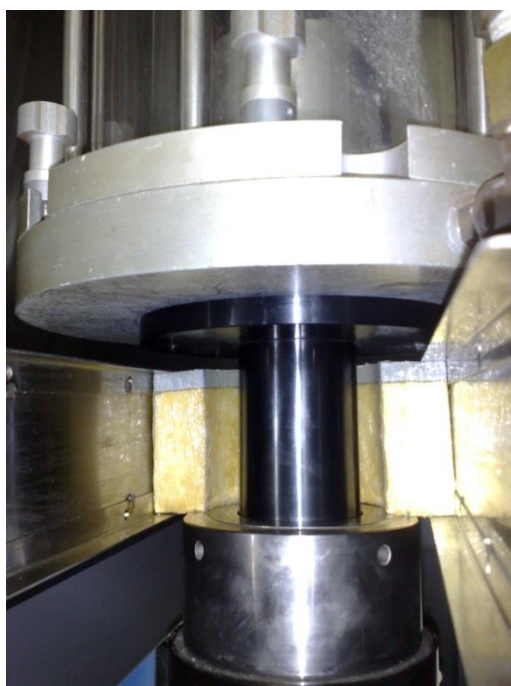


Figura B.7: posicionamento da parte inferior

Acoplar a mangueira para ar comprimido na saída de ar existente na parede (figura B.8) e na válvula reguladora de pressão (figura B.9)



Figura B.8: saída de ar da parede



Figura B.9: válvula reguladora de pressão

Passar a mangueira por dentro da câmara de temperatura, cuidando para que a espuma isole o orifício (figura B.10)



Figura B.10: isolamento lateral

Colocar os demais isolamentos térmicos (superior e inferior)

❖ Condicionamento da câmara

Ligar a câmara de temperatura

Programar a temperatura desejada (35 ou 45°C)

Deixar a estrutura em condicionamento durante 2 h

❖ Condicionamento do corpo de prova

Colocar o corpo de prova em alguma das estufas do Setor 2 na temperatura do ensaio

Deixar a amostra em condicionamento durante 2 h

Executar essa atividade em paralelo ao condicionamento da câmara triaxial

❖ Montagem do CP

Transcorrida as 2h

Retirar a câmara triaxial da câmara de temperatura

Retirar o corpo de prova da estufa

Centralizar o corpo de prova na base da câmara triaxial

Colocar o *top cap* sobre o CP

Fixar a peça boleada na rosca do *top cap* (figura B.11)



Figura B.11: montagem do CP na câmara triaxial

Colocar uma membrana de látex nas partes superior e inferior do CP, fazendo com que este fique preso no *top cap* e na estrutura da base, evitando deslocamentos (figura B.12)

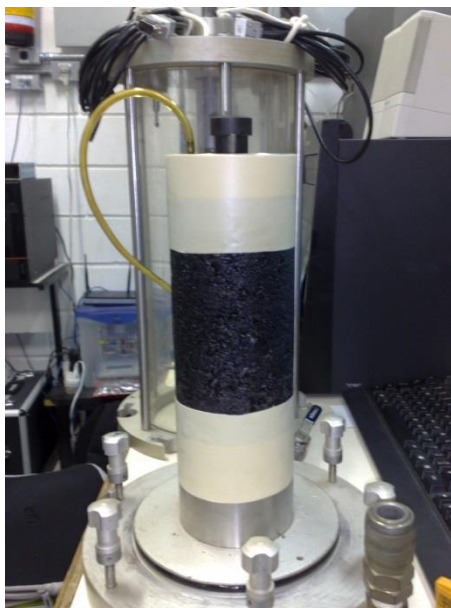


Figura B.12: colocação das membranas

Encaixar a câmara de acrílico na base (figura B.13)



Figura B.13: câmara triaxial

Colocar o pistão de aplicação de carga no orifício da câmara triaxial

Colocar um pouco de graxa de silicone em cima do pistão e posicionar uma esfera metálica (figura B.14)



Figura B.14: esfera metálica sobre pistão de aplicação

Reposicionar a câmara triaxial na câmara de temperatura (pode ser necessário retirar o isolamento térmico frontal da parte superior. Caso isso seja feito, após posicionar a câmara, recolocá-lo)

Acoplar a mangueira de ar comprimido na câmara triaxial (figura B.15)



Figura B.15: câmara triaxial

Abrir a entrada de ar da câmara (peça amarela)

Fechar a porta e manter a estrutura durante 15 min, apenas para equalizar a temperatura

❖ Escolha do Programa no Station Manager

Clicar em “Open Procedure”

Escolher o procedimento “Ensaio de compressão triaxial Lisiane” (figura B.16) – Este procedimento considera velocidade de carregamento axial de 9,40 mm/min (0,05 mm/mm/min x 188 mm de altura do CP)

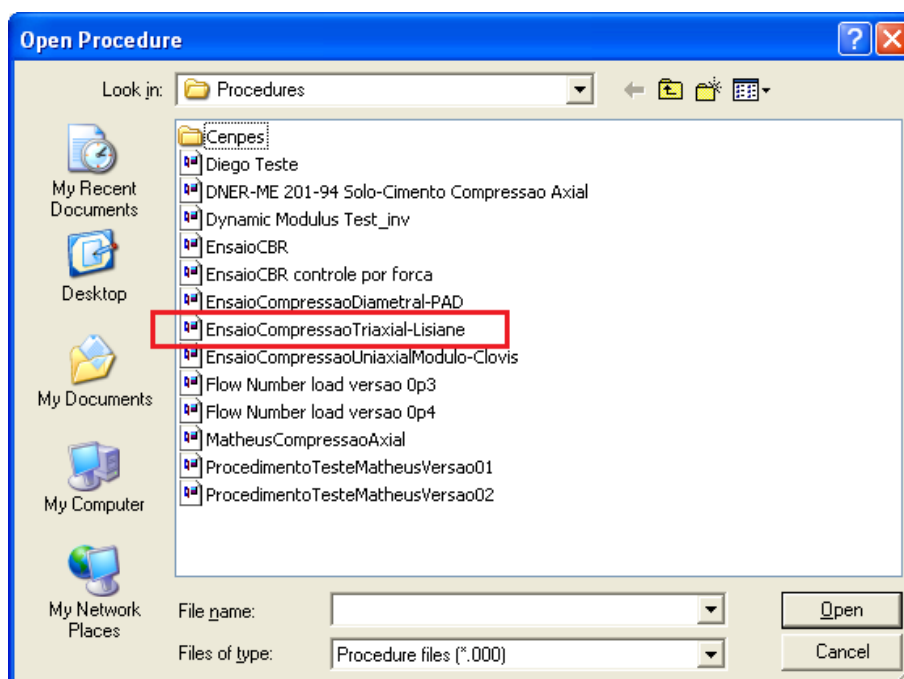


Figura B.16: ensaio

❖ Ensaio

Baixar o êmbolo manualmente até atingir a força de contato de -0,04 kN

Fechar toda válvula reguladora de pressão (girar no sentido do sinal negativo (-))

Abrir a saída de ar na parede

Abrir a válvula reguladora de pressão (girar no sentido positivo (+)) para atingir a pressão confinante desejada (150 ou 300 kPa)

❖ OBS: No ensaio realizado sem tensão confinante, as três etapas acima não serão utilizadas

No programa:

- New Specimen - Nome do ensaio
- Zerar displacement
- Verificar se todos os interlocks estão zerados
- Clicar no botão “PLAY”
- Preencher os dados do operador e do ensaio
- Clicar no “Button 1”

Cuidar para que a tensão confinante fique constante durante o ensaio. Pode ser necessário abrir ou fechar a válvula reguladora de pressão

❖ **Encerrar Ensaio**

Fechar a saída de ar existente na parede

Abrir toda válvula reguladora de pressão (girar no sentido positivo (+))

Aguardar 3 minutos

Desconectar a mangueira de ar da câmara triaxial

Colocar no programa Edit Mode (cadeado)

Levantar êmbolo no controle manual

Desligar a câmara de temperatura

Retirar isolamento térmico da parte superior

Retirar câmara triaxial

Levantar Pórtico no interlock manual e **NÃO** esquecer de travar o painel

Proceder com os passos de encerramento do equipamento

Procedimento para desligar a MTS conforme instruções no Pórtico:
1. Verificar se ensaio está em execução
2. Desativar HPU
3. Desativar Bomba e Ventilador
4. Fechar Station Manager
5. Desligar Flex Test GT Controller
6. Desligar Computador